



TUGAS AKHIR (RC-14-1510)

**DESAIN MODIFIKASI ONE EAST RESIDENCE
MENGUNAKAN STRUKTUR KOMPOSIT BAJA BETON**

**AKHBAR ARIEFianto SUPRAPTO
NRP 3112 100 115**

**Dosen Pembimbing :
Prof. TAVIO, ST., MT., Ph.D
Dr. Ir. Hidayat Sugiharjo M, MS**

**JURUSAN TEKNIK SIPIL
Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan
Institut Teknologi Sepuluh Nopember
Surabaya 2016**



FINAL PROJECT (RC-14-1510)

**DESIGN MODIFICATION OF ONE EAST RESIDENCE
USING COMPOSITE STEEL CONCRETE STRUCTURES**

**AKHBAR ARIEFianto SUPRAPTO
NRP 3112 100 115**

**Supervisor :
Prof. TAVIO, ST., MT., Ph.D
Dr. Ir. Hidayat Sugiharjo M, MS**

**DEPARTEMENT OF CIVIL ENGINEERING
Faculty of Civil Engineering and Planning
Institut Teknologi Sepuluh Nopember
Surabaya 2016**

**LEMBAR PENGESAHAN
DESAIN MODIFIKASI ONE EAST RESIDENCE
MENGUNAKAN STRUKTUR KOMPOSIT BAJA
BETON**

TUGAS AKHIR

Diajukan untuk Memenuhi Salah Satu Syarat
Memperoleh Gelar Sarjana Teknik
pada
Program Studi S-1 Reguler Teknik Sipil
Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan
Institut Teknologi Sepuluh Nopember

Oleh :

AKHBAR ARIEFianto SUPRAPTO

NRP. 3112 100 115

Disetujui oleh Pembimbing Tugas Akhir,

Prof. TAVIO, ST., MT., Ph.D (Pembimbing I)

Dr. Ir. Hidayat Soegihardjo, MS (Pembimbing II)



**SURABAYA
JULI, 2016**

DESAIN MODIFIKASI ONE EAST RESIDENCE MENGGUNAKAN STRUKTUR KOMPOSIT BAJA BETON

Nama Mahasiswa : Akhbar Ariefianto Suprpto
NRP : 3112 100 115
Jurusan : Teknik Sipil FTSP-ITS
Dosen Konsultasi : Prof. Tavio, ST., MT., Ph.D
: Dr. Ir. Hidayat Sugiharjo M, MS

Abstrak

Kota Surabaya merupakan salah satu kota tersibuk di Indonesia yang terletak di Pantai Utara Jawa Timur. Kota dengan jumlah penduduk kurang lebih 2.7 juta jiwa ini ternyata memiliki laju pembangunan yang sangat baik. Pembangunan infrastruktur untuk berbagai kebutuhan publik terus berkembang seiring berjalannya waktu.

Desain modifikasi One East Residence dirancang dengan struktur komposit baja beton hingga ketinggian 15 lantai dengan 1 basement. Keuntungan dari perencanaan komposit yaitu penghematan berat baja, penampang balok baja dapat lebih rendah, kekakuan lantai meningkat, panjang bentang untuk batang tertentu dapat lebih besar dan kapasitas pemikul beban meningkat.

Dalam Tugas Akhir ini dibahas desain dengan menggunakan struktur komposit baja beton. Desain yang dilakukan disini meliputi perencanaan pelat, tangga, balok anak, balok induk, kolom dan pondasi. Balok komposit merupakan campuran beton dengan baja profil, dimana pada beton bertulang gaya-gaya tarik yang dialami suatu elemen struktur dipikul oleh besi tulangan, tetapi pada beton komposit ini gaya-gaya tarik yang terjadi pada suatu elemen struktur dipikul oleh profil baja. Dari Tugas akhir ini adalah menghasilkan perencanaan struktur balok

anak komposit WF 400x200x8x13 balok induk komposit WF 600x200x11x17, kolom komposit 75x75 cm dengan profil K 588x300x12x20 dengan memenuhi persyaratan keamanan struktur berdasarkan, SNI 03-1729-2013, SNI 03-1726-2012, dan PPIUG 1983.

Kata Kunci : *apartemen, baja beton, komposit*

DESIGN MODIFICATION OF ONE EAST RESIDENCE USING COMPOSITE STEEL CONCRETE STRUCTURES

Name : Akhbar Ariefianto Suprpto
NRP : 3112 100 115
Departement : Teknik Sipil FTSP-ITS
Supervisor : Prof. Tavio, ST., MT., Ph.D
: Dr. Ir. Hidayat Sugiharjo M, MS

Abstract

The city of Surabaya is one of Indonesia's busiest city located on the northern coast of East Java. The city with a population about 2.7 million people and have high development number. Development of infrastructure needs to cover population residences.

Design modification of One East Residence is designed with a steel-concrete composite structure to a height of 15 floors with one basement. Advantages of composite planning is saving the weight of steel, the steel beam cross section can be lower, floor stiffness increases, the length of the span to the trunks of certain larger burden bearers and capacity increases.

In this final project discussed about design with the use of composite steel-concrete structure. Design undertaken here include design of the slab, stairs, secondary beams, primary beams, columns, and foundation. Composite beams is a mix of concrete with steel profiles, which reinforced concrete tensile forces experienced by an element structure shouldered by reinforcement, but in this concrete composite tensile forces that occur in an element of steel profile covered by the structure. The purpose of this final project is to produce a composite building structure design of steel-reinforced concrete with SNI 03-1729-2013, SNI 03-1726-2012, and PPIUG 1983.

Keywords : apartment, concrete steel, composites

“Halaman ini sengaja dikosongkan”

KATA PENGANTAR

Puji syukur kami panjatkan kehadiran Tuhan Yang Maha Esa, karena dengan pertolonganNya kami dapat menyelesaikan Tugas Akhir yang berjudul “Desain Modifikasi One East Residence Menggunakan Struktur Komposit Baja Beton”.

Tugas Akhir ini disusun untuk memenuhi salah satu syarat memperoleh gelar Sarjana Teknik pada Program Studi Sarjana Jurusan Teknik Sipil Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan Institut Teknologi Sepuluh Nopember Surabaya.

Dalam penyusunan Tugas Akhir ini penulis banyak mendapat saran, dorongan, bimbingan serta keterangan-keterangan dari berbagai pihak yang merupakan pengalaman yang tidak dapat diukur secara materi, namun dapat membukakan mata penulis bahwa sesungguhnya pengalaman dan pengetahuan tersebut adalah guru yang terbaik bagi penulis. Oleh karena itu dengan segala hormat dan kerendahan hati perkenankanlah penulis mengucapkan terima kasih kepada :

1. Ibu dan Bapak yang telah memberikan semangat, motivasi, serta doa yang tidak pernah berhenti untuk penulis.
2. Prof. Tavo, ST.MT.Pd sebagai dosen wali sekaligus dosen pembimbing yang telah memberikan motivasi, bimbingan, pengarahan serta waktunya selama penulisan sehingga penulis dapat menjadi pribadi yang lebih baik.
3. Dr. Ir. Hidayat Soegihardjo M, MS selaku dosen pembimbing yang telah memberikan motivasi, bimbingan, pengarahan serta waktunya selama penulisan sehingga penulis dapat menjadi pribadi yang lebih baik.
4. Livic Senilria yang selalu memberikan motivasi kepada penulis serta selalu menemani mencari asupan nutrisi (angkle atau ronde) guna melancarkan pengerjaan Tugas Akhir ini.
5. Seluruh teman-teman 2012 dan semua pihak yang tidak dapat disebutkan satu persatu.

Penulis menyadari bahwa mungkin masih banyak kekurangan dalam penulisan Tugas Akhir ini. Oleh karena itu

penulis mengharapkan kritik dan saran dari pembaca yang akan sangat bermanfaat demi kesempurnaan Tugas Akhir ini. Akhir kata semoga Tugas Akhir ini bermanfaat bagi semua pihak.

Surabaya, 25 Juni 2016

Akhbar Ariefianto Suprpto

DAFTAR ISI

HALAMAN JUDUL	i
LEMBAR PENGESAHAN	v
ABSTRAK	vii
KATA PENGANTAR	ix
DAFTAR ISI	xi
DAFTAR TABEL	xv
DAFTAR GAMBAR	xvii

BAB I PENDAHULUAN

1.1 Latar Belakang.....	1
1.2 Rumusan Masalah.....	4
1.3 Tujuan Penulisan	4
1.4 Batasan Masalah	5
1.5 Manfaat Penulisan	5

BAB II TINJAUAN PUSTAKA

2.1 Umum.....	7
2.2 Aksi Komposit.....	8
2.3 Lendutan.....	10
2.4 Balok Komposit.....	11
2.5 Kolom Komposit.....	12
2.6 Dek Baja Gelombang	13
2.7 Penghubung Geser.....	14
2.8 Tinjauan Perhitungan Gempa	14
2.8.1 Faktor Keutamaan Gempa	15
2.8.2 Definisi Kelas Situs	15
2.8.3 Parameter Respon Spectral	16
2.8.4 Koefisien Situs	17
2.8.5 Respon Spektra Desain	18
2.8.6 Kategori Desain Seismik	19
2.8.7 Sistem Penahan Gaya Seismik.....	19

BAB III METODOLOGI

3.1 Umum	21
3.2 Diagram Alir Penyelesaian Tugas Akhir	21
3.3 Pengumpulan Data.....	22
3.3.1 Data Umum Bangunan.....	22
3.3.2 Data Modifikasi	22
3.4 Studi Literatur.....	22
3.5 Preliminary Design.....	23
3.5.1 Preliminary Design Balok.....	23
3.6 Pembebanan.....	24
3.7 Pemodelan dan Analisa Struktur	26
3.7.1 Analisa Model Struktur	26
3.7.2 Struktur Sekunder Komposit.....	26
3.7.3 Struktur Primer Komposit	30
3.8 Perencanaan Sambungan	38
3.9 Struktur Bawah.....	41
3.9.1 Pondasi.....	43
3.9.1.1 Daya Dukung Tiang Tunggal.....	43
3.9.1.2 Daya Dukung Tiang Kelompok	43
3.9.2 Perencanaan Poer	44
3.9.2.1 Kontrol Geser Pons	44
3.9.2.2 Penulangan Poer.....	45
3.10 Kontrol Desain Hasil	45
3.11 Penggambaran Hasil Perhitungan.....	45

BAB IV PERENCANAAN STRUKTUR SEKUNDER

4.1 Perencanaan Struktur Lantai.....	47
4.1.1 Pelat Atap.....	47
4.1.2 Pelat Lantai 1-15 Tipikal.....	48
4.2 Perencanaan Tangga.....	49
4.2.1 Tangga Lantai 1-30 Tipikal.....	49
4.2.2 Perencanaan Pelat Anak TanggaTangga.....	50
4.2.3 Perencanaan Pelat Bordes	51

4.2.4 Perencanaan Balok Utama Tangga	52
4.2.5 Perencanaan Balok Penumpu Tangga.....	61
4.3 Perencanaan Balok Anak.....	63
4.3.1 Perencanaan Balok Anak Lantai Atap	63
4.3.2 Perencanaan Balok Anak Dasar – 15 Tipikal	71
4.3.3 Perencanaan Penghubung Geser	77
4.4 Perencanaan Struktur Balok Lift	78
4.4.1 Perencanaan Balok Penggantung Lift.....	79

BAB V PERENCANAAN STRUKTUR PRIMER

5.1 Umum.....	83
5.2 Permodelan Struktur.....	83
5.3 Data Gedung.....	84
5.4 Pembebanan Gravitasi.....	84
5.5 Pembebanan Gempa Dinamis	86
5.5.1 Faktor Keutamaan Gempa Dinamis	86
5.6 Perencanaan Balok Induk.....	109
5.7 Perencanaan Kolom Induk	107
5.8 Perencanaan Dinding Geser (<i>Shear Wall</i>).....	113

BAB VI PERENCANAAN SAMBUNGAN

6.1 Sambungan Balok Anak dengan Balok Induk.....	117
6.2 Sambungan Balok Induk dengan Kolom.....	119
6.3 Sambungan Antar Kolom.....	127
6.3.1 Sambungan Kolom dengan Base Plate	135

BAB VII PERENCANAAN PONDASI

7.1 Umum.....	143
7.2 Beban Struktur.....	143
7.3 Kriteria Design	144
7.3.1 Spesifikasi Tiang Pancang.....	144
7.3.2 Perencanaan Poer (<i>Pile Cap</i>)	160

7.4 Perencanaan Dinding Penahan Tanah	167
7.4.1 Umum	167
7.4.2 Data Tanah	167
7.4.3 Gaya yang Bekerja Pada Dinding	167
7.4.4 Spesifikasi Dinding yang Digunakan.....	169

BAB VIII PENUTUR

8.1 Kesimpulan.....	171
8.2 Saran.....	172

DAFTAR PUSTAKA	173
-----------------------------	------------

LAMPIRAN

BIODATA PENULIS

DAFTAR TABEL

Tabel 2.1	Kategori Resiko Gedung Apartemen	15
Tabel 2.2	Faktor Keutamaan Gempa.....	15
Tabel 2.3	Kelas Situs.....	16
Tabel 2.4	Koefisien Situs Fa	17
Tabel 2.5	Koefisien Situs Fy	18
Tabel 2.6	Kategori Desain Seismik Fa Periode 0,2 Detik	19
Tabel 2.7	Kategori Desain Seismik Fa Periode 1 Detik	19
Tabel 2.8	Faktor R, Cd dan Ω_0 Sistem Penahan Gaya Gempa	19
Tabel 5.1	Koefisien Situs Fa	89
Tabel 5.2	Koefisien Situs Fy	89
Tabel 5.3	Kategori Desain Seismik Fa Periode 0,2 Detik	90
Tabel 5.4	Kategori Desain Seismik Fa Periode 1 Detik	90
Tabel 5.5	Faktor R, Cd dan Ω_0 Sistem Penahan Gaya Gempa	90
Tabel 5.6	Respon Spektrum Desain	92
Tabel 5.7	Modal Periode dengan Frekuensi	94
Tabel 5.8	Berat Efektif Sekunder	95
Tabel 5.9	Reaksi Beba Gempa Arah X dan Y	96
Tabel 5.10	Reaksi Beban Gempa Arah X dan Y Setelah Diberikan Faktor Skala.....	97
Tabel 5.11	Reaksi Perletakan dan Persentase Gaya Geser yang Dipikul akibat Gempa Arah X dan Arah Y	98
Tabel 5.12	(a) Modal Partisipasi Massa	98
Tabel 5.12	(b) Rekap Modal Partisipasi Massa.....	99
Tabel 5.13	Batas Simpangan Antar Lantai.....	100
Tabel 5.14	Drift Gempa Arah X.....	100
Tabel 5.15	Drift Gempa Arah Y.....	101
Tabel 7.1	Beban Maksimum Pada Kolom (Tipe 1).....	144
Tabel 7.2	Beban maksimum Pada Shearwall (Tipe 2)	144
Tabel 7.3	Daya Dukung Tanah.....	148
Tabel 7.4	Kontrol Beban Maksimum Tiang Pancang	

	(Tipe 1)	154
Tabel 7.5	Kontrol Beban Maksimum Tiang Pancang (Tipe 2)	154
Tabel 7.6	Perhitungan Jumlah Tiang Pancang Kelompok 1	156
Tabel 7.7	Perhitungan Jumlah Tiang Pancang Kelompok 2	156
Tabel 7.8	Kontrol Kekuatan Tiang Terhadap Gaya Lateral 1	159
Tabel 7.9	Kontrol Kekuatan Tiang Terhadap Gaya Lateral 2	159
Tabel 7.10	Tegangan Tanah	168
Tabel 7.11	Momen pada Dinding Penahan Tanah.....	169

DAFTAR GAMBAR

Gambar 1.1	Potongan Bangunan Existing.....	2
Gambar 1.2	Potongan Bangunan Modifikasi	2
Gambar 2.1	Perbandingan Antara Balok yang Melendut Dengan dan Tanpa Aksi Komposit (<i>Salmon & Johnson, 1991</i>)	8
Gambar 2.2	Variasi Regangan Pada balok Komposit (<i>Salmon & Johnson, 1991</i>).....	9
Gambar 2.3	(a) Lantai Jembatan Komposit dengan Penghubung Geser.....	11
Gambar 2.3	(b) Balok Baja yang Diselubungi Beton (<i>Setiawan, 2008</i>).....	11
Gambar 2.4	(a) Kolom Komposit dengan Profil Baja yang Dibungkus Beton	12
Gambar 2.4	(b) Kolom Komposit dengan Pipa Baja yang Diisi Beton (<i>Setiawan, 2008</i>).....	12
Gambar 2.5	Penampang Melintang Dek Baja Gelombang (blue scope)	14
Gambar 2.6	Ss (parameter respon spectral percepatan Gempa terpetakan untuk perioda pendek (0.2 detik)	16
Gambar 2.7	Ss (parameter respon spectral percepatan Gempa terpetakan untuk perioda pendek (1 detik)	17
Gambar 2.8	Respon Spektra Desain.....	18
Gambar 3.1	Sistematika Metodologi Penulisan Tugas Akhir	21
Gambar 4.1	Denah Tangga.....	50
Gambar 4.2	Denah balok anak atap.....	63
Gambar 4.3	Denah balok anak lantai	71
Gambar 4.4	Denah Balok Lift	79
Gambar 5.1	Permodelan Struktur pada SAP 2000	83
Gambar 5.2	(a) Peta untuk menentukan perioda pendek 0.2 detik (Ss).....	87

Gambar 5.2	(b) Peta untuk menentukan perioda 1 detik (S_1)	88
Gambar 5.3	Grafik Respon Spektrum Desain	92
Gambar 5.4	(a) Simpangan Gedung Arah X	100
Gambar 5.4	(b) Simpangan Gedung Arah Y	100
Gambar 5.5	Perencanaan Balok Induk	103
Gambar 5.6	Penampang Kolom Komposit.....	110
Gambar 5.7	Perencanaan <i>Shear Wall</i>	114
Gambar 6.1	Sambungan Balok Anak dengan Balok Induk.....	119
Gambar 6.2	Sambungan Balok Induk dengan Kolom.....	123
Gambar 6.3	Sambungan Kolom dengan Kolom.....	129
Gambar 6.4	Sambungan Kolom dengan Base Plate	137
Gambar 6.5	Arah Beban Sumbu X pada Base Plate.....	139
Gambar 7.1	Pembagian Segmen Tiang Pancang	146
Gambar 7.2	Grafik Daya Dukung Ijin Tiang Pancang Terhadap Kedalaman	152
Gambar 7.3	Denah Pondasi	153
Gambar 7.4	Diagram Gaya Lateral Tiang	157
Gambar 7.5	Area Kritis Geser Ponds Dua Arah.....	161
Gambar 7.6	Area Kritis Geser Ponds Dua Arah.....	163
Gambar 7.7	Area Geser Akibat Tiang Pancang Individu	164
Gambar 7.8	Penulangan Poer P1	166
Gambar 7.9	Penulangan Poer P2	167
Gambar 7.10	Diagram Tegangan Tanah.....	168

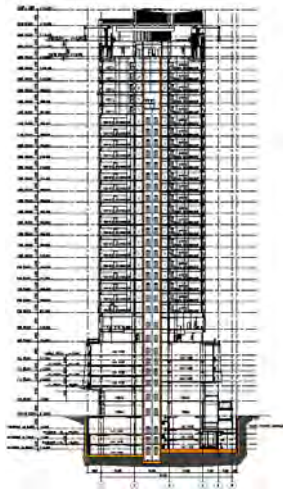
BAB I

PENDAHULUAN

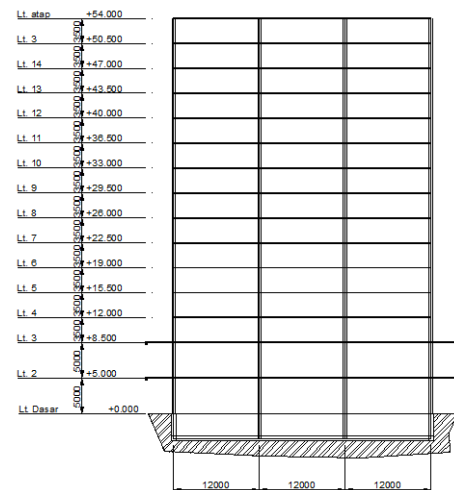
1.1 Latar Belakang

Surabaya, kota dengan jumlah penduduk lebih dari 2.5 juta terus mengalami perkembangan dari tahun ke tahun. Arus urbanisasi yang deras menyebabkan meningkatnya populasi Kota Surabaya. Oleh sebab itu Surabaya memerlukan lahan untuk memenuhi kebutuhan hunian warganya. Bukan hanya memadai, hunian tersebut juga dituntut memanfaatkan lahan yang semakin terbatas dan mampu bertahan dalam jangka waktu yang lama.

Oleh karena itu *engineer* memanfaatkan lahan yang terbatas semaksimal mungkin menjadi hunian vertikal. Untuk memenuhi kebutuhan hunian masyarakat dengan memanfaatkan lahan yang terbatas MNC land selaku pengembang membangun hunian One East Residence yang terletak di Jalan Kertajaya Indah No. 79 Surabaya. Gedung ini memiliki 33 lantai untuk bangunan atas dan 3 lantai untuk *basement* yang dibangun dengan menggunakan struktur beton bertulang, yang kemudian akan dimodifikasi menjadi 13 lantai untuk bangunan atas dan 1 lantai untuk *basement* menggunakan struktur komposit baja beton.



Gambar 1.1 Potongan Bangunan Existing



Gambar 1.2 Potongan Bangunan Modifikasi

Struktur komposit merupakan struktur yang terdiri dari dua atau lebih material yang berbeda secara fisik dan sifatnya (misal material baja dan beton) yang “bekerja sama” memikul beban. Meskipun beton bertulang juga gabungan dari dua material, tetapi beton bertulang tidak dimasukkan kedalam material komposit karena tulangan bajanya tidak struktural memikul beban.

Penggunaan baja komposit memungkinkan pemanfaatan seluruh penampang dalam menerima beban, karena adanya interaksi antara komponen struktur baja dan beton yang karakteristik dasar masing-masing material dapat dimanfaatkan secara optimal, sehingga dengan penampang yang lebih kecil, mampu memikul beban serta dengan bentang yang sama dengan beton bertulang biasa. Dari beberapa penelitian, struktur komposit terbukti mampu memberikan kinerja struktur yang lebih efisien dalam meningkatkan kapasitas pembebanan, kekakuan, dan keunggulan ekonomis.

Balak komposit merupakan gabungan antara beton dan baja profil, dimana perbedaannya dengan beton bertulang adalah untuk momen positif, pada beton bertulang gaya-gaya tariknya terjadi pada elemen struktur dipikul oleh besi tulangan, sedangkan pada struktur komposit dipikul oleh profil baja. Komposit baja beton adalah satu usaha dalam mendapatkan sebuah struktur yang baik dan efisien. Jika ditinjau dari segi kualitas dan efisiensi waktu struktur komposit lebih menguntungkan dari struktur beton bertulang. Keistimewaan yang nyata dari system komposit adalah (1) penghematan berat baja, (2) Penampang balok baja yang diunakan lebih kecil, (3) Kekakuan lantai meningkat, (4) Kapasitas menahan lebih besar, (5) Panjang bentang untuk batang tertentu dapat lebih besar. (*Salmon, 1991*).

Peraturan yang digunakan pada perencanaan ini menggunakan yang terbaru yaitu SNI-03-2847-2013 tentang Tata Cara Perhitungan Untuk Bangunan Gedung, SNI-03-

1726-2012 tentang Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa Untuk Bangunan Gedung, SNI-03-1729-2015 tentang Tata Cara Perencanaan Struktur Baja, dan Peraturan Pembebanan Indonesia Untuk Gedung 1983.

1.2 Rumusan Masalah

Permasalahan yang ditinjau dalam modifikasi gedung One East dengan struktur komposit baja beton, antara lain :

1. Bagaimana merencanakan struktur sekunder yang meliputi pelat lantai, tangga, balok anak, dan kolom lift.
2. Bagaimana merencanakan struktur utama yang meliputi balok dan kolom.
3. Bagaimana menghitung pembebanan setelah adanya modifikasi.
4. Bagaimana memodelkan dan menganalisa struktur dengan menggunakan program bantu SAP2000.
5. Bagaimana merencanakan sambungan yang memenuhi kriteria struktur.
6. Bagaimana merencanakan pondasi yang sesuai dengan besar beban yang dipikul.
7. Bagaimana menuangkan hasil perhitungan dan perencanaan dalam bentuk gambar teknik.

1.3 Tujuan Penulisan

Adapun tujuan dari modifikasi perencanaan gedung One East Residence dengan struktur komposit, yaitu:

1. Dapat merencanakan struktur sekunder yang meliputi pelat lantai, tangga, balok anak, dan kolom lift.
2. Dapat merencanakan struktur utama yang meliputi balok dan kolom.

3. Dapat menghitung pembebanan setelah adanya modifikasi.
4. Dapat memodelkan dan menganalisa struktur dengan menggunakan program bantu SAP2000.
5. Dapat merencanakan sambungan yang memenuhi kriteria struktur.
6. Dapat merencanakan pondasi yang sesuai dengan besar beban yang dipikul.
7. Dapat menuangkan hasil perhitungan dan perencanaan dalam bentuk gambar teknik.

1.4 Batasan Masalah

1. Perencanaan struktur utama meliputi balok induk dan kolom, struktur sekunder meliputi balok anak, tangga, dan pelat lantai.
2. Tidak menghitung dari segi analisa biaya, arsitektural, dan manajemen konstruksi.
3. Meninjau metode pelaksanaan yang hanya berkaitan dengan perhitungan struktur.
4. Analisa struktur menggunakan program bantu SAP2000.

1.5 Manfaat

Manfaat yang dapat diambil dari modifikasi perencanaan ini adalah:

1. Dapat merencanakan struktur komposit yang memenuhi persyaratan keamanan struktur
2. Dari perencanaan ini bias diketahui hal-hal yang harus diperhatikan pada saat perencanaan sehingga kegagalan struktur bisa diminimalisasi

“Halaman ini sengaja dikosongkan”

BAB II

TINJAUAN PUSTAKA

2.1 Umum

Struktur komposit antara beton dan balok baja merupakan struktur yang memanfaatkan kelebihan dari beton dan baja yang bekerja bersama-sama sebagai satu kesatuan. Kelebihan tersebut adalah beton kuat terhadap tekan dan baja kuat terhadap tarik. Balok baja yang menumpu konstruksi pelat beton yang di cor ditempat, sebelumnya didesain berdasarkan asumsi bahwa pelat beton dan baja dalam menahan beban bekerja secara terpisah. Pengaruh komposit dari pelat beton dan baja yang bekerja bersama-sama tidak diperhitungkan. Pengabaian ini berdasarkan asumsi bahwa ikatan antara pelat beton dengan bagian atas balok baja tidak dapat diandalkan. Namun dengan kemajuan penggunaan las, penggunaan penyambung geser mekanis menjadi praktis untuk menahan gaya geser horizontal. (Widiarsa & Deskarta, 2007)

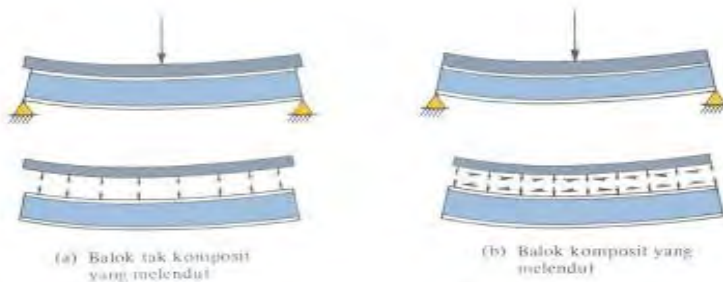
Struktur komposit dalam aplikasinya dapat merupakan elemen dari bangunan, baik sebagai balok, kolom, dan pelat. Struktur balok komposit terdiri dari dua tipe yaitu balok komposit dengan penghubung geser dan balok komposit yang diselubungi beton. Kolom komposit dapat merupakan tabung atau pipa baja yang dicor beton atau baja profil yang diselimuti beton dengan tulangan longitudinal dan diikat dengan tulangan lateral. Pada struktur pelat komposit digunakan pelat beton yang bagian bawahnya diperkuat dengan dek baja bergelombang. (Widiarsa & Deskarta, 2007).

Pada perancangan tugas akhir ini hitungan pondasi tetap diikutsertakan. Pondasi pada perancangan tugas akhir ini menggunakan pondasi tiang pancang. Secara keseluruhan, bab ini akan membahas mengenai teori yang digunakan dalam perancangan tugas akhir ini berdasarkan acuan dari para ahli.

2.2 Aksi Komposit

Karena struktur komposit melibatkan dua macam material yang berbeda, maka perhitungan kapasitasnya tidak sesederhana bila struktur bukan komposit. Karakteristik dan dimensi kedua bahan akan menentukan bagaimana pemilihan jenis profil dan pelat beton yang akan dikomposisikan dan kinerja struktur tersebut. (Suprobo, 2000)

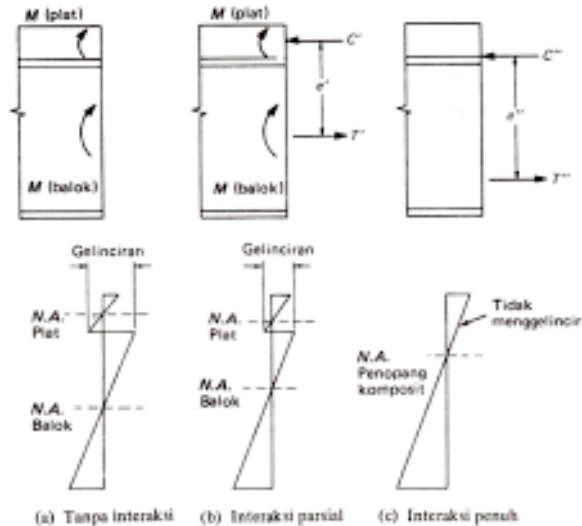
Aksi komposit terjadi apabila dua batang struktural pemikul beban, seperti pada pelat beton dan balok baja sebagai penyangganya, dihubungkan secara menyeluruh dan mengalami defleksi sebagai satu kesatuan. (Widiarsa & Deskarta, 2007)



Gambar 2.1 Perbandingan Antara Balok yang Melendut dengan dan Tanpa Aksi Komposit (Salmon & Johnson, 1991)

Pada balok non komposit, pelat dan balok baja tidak berkerja sama sebagai suatu kesatuan karena tidak terpasang alat penghubung geser (*shear connector*). Apabila balok non komposit mengalami defleksi saat dibebani, maka permukaan bawah pleat beton akan tertarik sedangkan bagian atas dari balok akan tertekan. Karena penghubung geser tidak terpasang pada bidang pertemuan antara plat beton dan baja maka pada bidang kontak tersebut tidak ada gaya yang menahan perpanjangan serat bawah pelat dan perpendskan serat atas balok baja. Dalam hal ini, pada bidang kontak tersebut hanya bekerja gaya geser vertikal. Sedangkan pada balok komposit, pada bidang pertemuan antara pelat beton dan

balok baja dipasang alat penghubung geser (*shear connector*) sehingga pelat beton dan balok baja bekerja sebagai suatu kesatuan. Pada bidang kontak tersebut bekerja gaya vertical dan horizontal, dimana gaya geser horizontal tersebut akan menahan perpanjangan serat bawah pelat dan perpendekan serat atas balok baja.



Gambar 2.2 Variasi Regangan Pada balok Komposit (*Salmon & Johnson, 1991*)

Dengan menyelidiki distribusi regangan yang terjadi bila tidak ada interaksi antara slab beton dan balok bajanya (gambar 2.2.a), terlihat bahwa momen resisten total sama dengan :

$$(2.1) \sum M = M_{slab} + M_{balok}$$

Terlihat bahwa untuk kasus ini terdapat dua sumbu netral yaitu satu pada pusat gravitasi slab dan pada pusat gravitasi balok. Gelincir horizontal yang terjadi karena bagian bawah slab dalam tarik dan bagian atas balok dalam tekan juga terlihat.

Selanjutnya pada kasus dimana hanya terjadi interaksi parsial saja, pada gambar 2.2.b. sumbu netral slab lebih dekat ke

balok, dan sumbu netral balok lebih dekat ke slab. Karena interaksi parsial, gelincir horizontal telah berkurang. Akibat dari interaksi parsial adalah terjadinya sebagian gaya tekan dan gaya Tarik maksimum C' dan T' , masing masing pada slab beton dan balok baja. Kemudian momen ketahanan penampang tersebut akan mengalami pertambahan sebesar $T'e'$ atau $C'e'$.

Bila terjadi interaksi lengkap (dikenal sebagai aksi komposit penuh) di antara slab dan balok, tidak akan terjadi gelincir dan diagram regangan yang dihasilkan dapat dilihat dalam gambar 2.2.c. Dalam kondisi demikian, terjadilah sumbu netral tunggal yang terletak di bawah sumbu netral slab dan di atas sumbu netral balok. Selain itu, gaya-gaya tekan dan tarik C'' dan T'' lebih besar daripada C' dan T' yang ada pada interaksi parsial. Momen tahanan dari penampang yang sepenuhnya komposit menjadi :

$$(2.2) \sum M = T'e' \text{ atau } C'e'$$

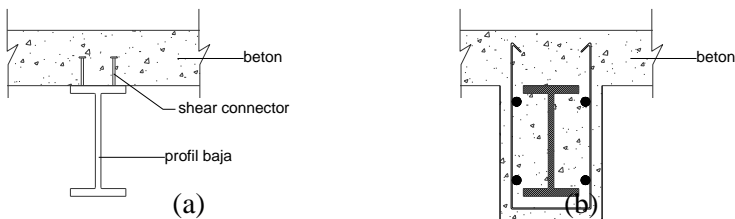
2.3 Lendutan

Komponen struktur komposit memiliki momen inersia yang lebih besar daripada komponen struktur non komposit, akibatnya lendutan pada komponen struktur komposit akan lebih kecil. Momen inersia dari komponen struktur komposit hanya dapat tercapai setelah beton mengeras, sehingga lendutan yang diakibatkan oleh beban-beban yang bekerja sebelum beton mengeras, dihitung berdasarkan momen inersia dari profil baja saja.

Pada daerah momen positif, beton akan mengalami tekan secara berkelanjutan yang akan mengalami gejala rangkak (*creep*). Rankak adalah salah satu bentuk deformasi struktur yang terjadi akibat beban tekan yang bekerja secara terus menerus. Setelah deformasi awal tercapai, deformasi tambahan yang mengakibatkan rangkak akan terjadi secara perlahan dan dalam jangka waktu yang lama.

2.4 Balok Komposit

Balok adalah salah satu diantara elemen-elemen struktur yang paling banyak dijumpai pada setiap struktur. Balok adalah elemen struktur yang memikul beban yang bekerja tegak lurus dengan sumbu longitudinalnya. Hal ini akan menyebabkan balok melentur. Balok komposit dapat dibentuk dari profil baja yang diberi penghubung geser (shear connector) pada sayap atas profil baja atau dapat pula dari profil baja yang dibungkus dengan beton.



Gambar 2.3 (a) Lantai Jembatan Komposit dengan Penghubung Geser, (b) Balok Baja yang Diselubungi Beton (*Setiawan, 2008*)

Beberapa jenis balok komposit yang diberi penghubung geser (gambar 2.3.a) antara lain:

1. Balok komposit penuh

Untuk balok komposit penuh, penghubung geser harus disediakan dalam jumlah yang memadai sehingga balok mampu mencapai kuat lentur maksimumnya. Pada penentuan distribusi tegangan elastis, slip antara baja dan beton dianggap tidak terjadi.

2. Balok komposit parsial

Pada balok komposit parsial, kekuatan balok dalam memikul lentur dibatasi oleh penghubung geser. Perhitungan elastis untuk balok seperti pada penentuan defleksi atau tegangan akibat beban layan, harus mempertimbangkan pengaruh adanya slip antara baja dan beton.

2.5 Kolom Komposit

Kolom komposit dapat dibentuk dari pipa baja yang diisi dengan beton polos atau dapat pula dari profil baja yang dibungkus dengan beton dan diberi tulangan baja serta sengkang, seperti halnya pada kolom beton biasa.

Kolom komposit dalam pengaplikasiannya telah secara luas digunakan dalam beberapa tahun terakhir ini, terutama pada bangunan bertingkat. Awal mula pengembangan elemen kolom komposit yaitu dari profil baja berpenampang I yang tujuan utamanya sebagai pelindung api. Ada beberapa tipe dari kolom komposit yang sebagian besar digolongkan ke dalam *encased steel sections* (kolom baja beritikan beton). Untuk tipe *encased steel*, profil baja berpenampang I yang dibungkus oleh beton paling sering dijumpai (hock dan cheog, 2004 dalam sasongko, 2011)



Gambar 2.4 (a) Kolom Komposit dengan Profil Baja yang Dibungkus Beton, (b) Kolom Komposit dengan Pipa Baja yang Diisi Beton. (Setiawan, 2008)

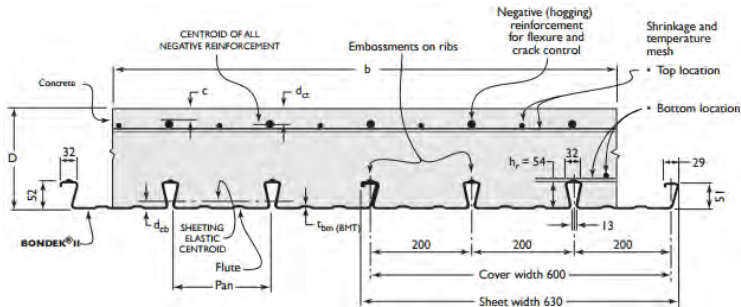
Pada kolom baja berselebung beton (gambar 2.3), penambahan beton dapat memenunda terjadinya local buckling pada profil baja serta berfungsi sebagai material penahan api, sementara itu material baja disini berfungsi sebagai penahan beban setelah beton gagal.

Untuk desain kolom menggunakan tipe king cross, yaitu gabungan dua baja profil WF yang disilangkan dan dibungkus dengan beton.

2.6 Dek Baja Gelombang

Perkembangan struktur komposit dimulai dengan digunakannya dek baja gelombang, yang selain berfungsi sebagai bekisting saat pelat beton dicetak, juga berfungsi sebagai tulangan positif bagi pelat beton. Penggunaan dek baja juga dapat dipertimbangkan sebagai dukungan dalam arah lateral dari balok sebelum beton mulai mengeras. Persyaratan dek baja gelombang dan penghubung gesernya untuk digunakan dalam komponen struktur komposit diatur dalam SNI 03-1729-2015 pasal I3.2c

1. Tinggi rusuk nominal tidak boleh lebih besar dari 75 mm. Lebar rata-rata dari rusuk atau *voute (haunch)* beton, w_r , harus tidak kurang dari 50 mm, tetapi tidak boleh diambil dalam perhitungan sebagai lebih lebar bersih minum di dekat bagian paling atas dari dek baja
2. Pelat beton harus disambungkan ke balok baja dengan angkur steel headed stud di las, 19 mm atau kurang dalam diameter (AWS D1.1/D1.1m). Angkur *steel headed stud* harus di las baik di dek atau secara langsung ke penampang melintang baja. Angkur *steel headed stud*, sesudah pemasangan, harus diperpanjang tidak kurang dari 13mm dari selimut beton yang disyaratkan
3. Tebal pelat di atas dek baja tidak boleh kurang dari 50 mm
4. Dek baja harus diangkurkan ke semua komponen pendukung pada spasi tidak melebihi 460mm. angkur yang demikian harus diberikan dengan angkur *steel headed stud*, suatu kombinasi dari angkur *steel headed stud* dan las arc spot , atau perangkat lainnya yang disyaratkan oleh dokumen kontrak



Gambar 2.5 Penampang Melintang Dek Baja Gelombang (blue scope)

2.7 Penghubung Geser

Komposit baja-beton diasumsikan dapat bekerja bersama-sama menahan beban, dengan bantuan alat penghubung geser (*shear connector*) yang dipasang pada sayap atas dari baja profil. Alat penghubung geser tersebut menghasilkan interaksi yang diperlukan untuk aksi komposit antara balok baja profil dan plat beton, yang sebelumnya hanya menghasilkan lekatan untuk balok yang ditanam seluruhnya dalam beton. (Khatulistiwa, 2003)

Gaya geser yang terjadi antara pelat beton dan profil baja harus dipikul oleh sejumlah penghubung geser, sehingga tidak terjadi slip pada saat masa layan. Besarnya gaya geser horizontal yang harus dipikul oleh penghubung geser diatur dalam SNI 03-1729-2015 pasal I6.3b

2.8 Tinjauan Perhitungan Gempa

Lokasi Gedung One East Residence dengan struktur komposit baja beton yang akan dibangun adalah di Kota Surabaya. Ada beberapa tinjauan mengenai perhitungan gempa yang perlu diperhatikan untuk mengetahui kriteria design yang paling cocok untuk perhitungan struktur yang tahan gempa. Menurut SNI 1726-2013, gempa rencana ditetapkan sebagai gempa dengan

kemungkinan terlewatinya besarnya selama umur struktur bangunan 50 tahun adalah sebesar 2 %.

2.8.1 Faktor Keutamaan Gempa

Faktor keutamaan gempa ditentukan dari jenis pemanfaatan gedung sesuai dengan kategori resiko pada peraturan. Kategori resiko untuk gedung apartemen masuk dalam kategori resiko II dengan factor keutamaan gempa (I_e) 1,0.

Tabel 2.1 Kategori Resiko Gedung Apartemen

Jenis pemanfaatan	Kategori resiko
Gedung dan non gedung yang memiliki risiko rendah terhadap jiwa manusia pada saat terjadi kegagalan, termasuk, tapi tidak dibatasi untuk, antara lain: <ul style="list-style-type: none"> - Fasilitas pertanian, perkebunan, perternakan, dan perikanan - Fasilitas sementara - Gudang penyimpanan - Rumah jaga dan struktur kecil lainnya 	I
Semua gedung dan struktur lain, kecuali yang termasuk dalam kategori risiko I,III,IV, termasuk, tapi tidak dibatasi untuk: <ul style="list-style-type: none"> - Perumahan - Rumah toko dan rumah kantor - Pasar - Gedung perkantoran - Gedung apartemen/ rumah susun - Pusat perbelanjaan/ mall - Bangunan industri - Fasilitas manufaktur - Pabrik 	II

Tabel 2.2 Faktor Keutamaan Gempa

Kategori resiko	Faktor keutamaan gempa, I_e
I atau II	1,0
III	1,25
IV	1,50

2.8.2 Definisi Kelas Situs

Kelas situs ditentukan berdasarkan data tanah yang didapat dari proses pengumpulan data dimana gedung akan direncanakan.

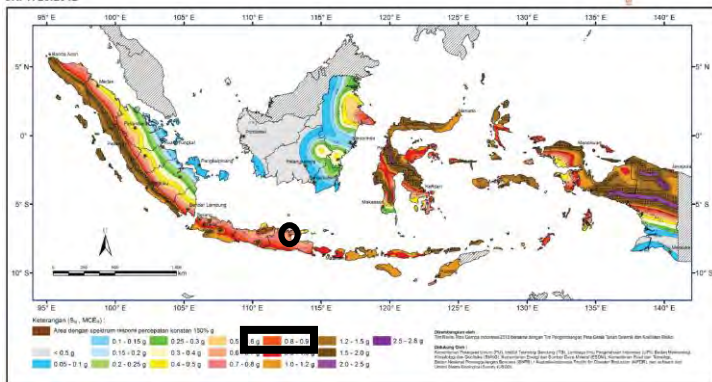
Tabel 2.3 Kelas Situs

Kelas situs	\bar{V}_z (m/detik)	\bar{N} atau \bar{N}_{ch}	\bar{s}_u (kPa)
SA (batuan keras)	> 1500	N/A	N/A
SB (batuan)	750 sampai 1500	N/A	N/A
SC (tanah keras, sangat padat dan batuan lunak)	350 sampai 750	>50	≥ 100
SD (tanah sedang)	175 sampai 350	15 sampai 50	50 sampai 100
SE (tanah lunak)	Atau setiap profil tanah yang mengandung lebih dari 3 m tanah dengan karakteristik sebagai berikut : 1. Indeks plastisitas, $PI > 20$, 2. Kadar air, $w \geq 40$ persen, dan Kuat geser niralis $\bar{s}_u < 25$ kPa		
SF (tanah khusus, yang membutuhkan investigasi geoteknik spesifik dan analisis respons spesifik-situs yang mengikuti Pasal 6.9.1)	Setiap profil lapisan tanah yang memiliki salah satu atau lebih dari karakteristik berikut: - Rawan dan berpotensi gagal atau runtuh akibat beban gempa seperti mudah likuifaksi, lempung sangat sensitif, tanah tersementasi lemah - Lempung sangat organik dan/atau gambut (ketebalan $H > 3$ m) - Lempung berplastisitas sangat tinggi (ketebalan $H > 7,5$ m dengan Indeks Plastisitas $PI > 75$) Lapisan lempung lunak/setengah tegu dengan ketebalan $H > 35$ m dengan $s_u < 50$ kPa		

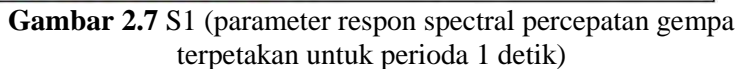
CATATAN: N/A = tidak dapat dipakai

2.8.3 Parameter Respon Spectral

SNI 1726:2012



Gambar 2.6 S_s (parameter respon spectral percepatan gempa terpetakan untuk perioda pendek 0.2 detik)



2.8.4 Koefisien Situs

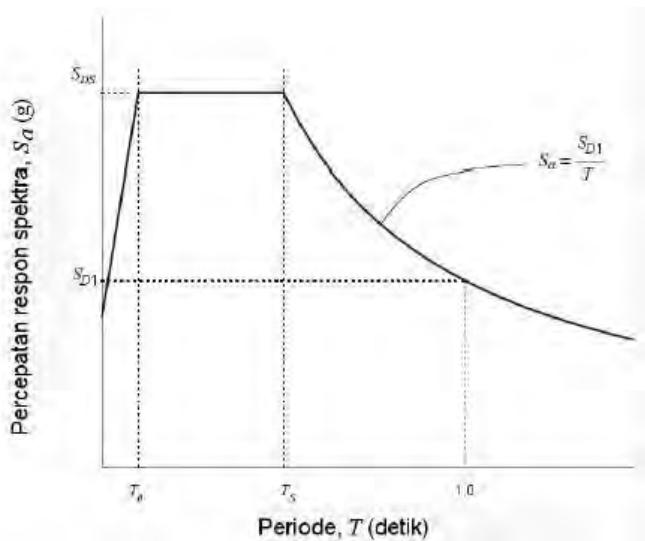
Kelas situs	Parameter respons spektral percepatan gempa (MCE_R) terpetakan pada periode pendek, $T=0,2$ detik, S_s				
	$S_s \leq 0,25$	$S_s = 0,5$	$S_s = 0,75$	$S_s = 1,0$	$S_s \geq 1,25$
SA	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8
SB	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
SC	1,2	1,2	1,1	1,0	1,0
SD	1,6	1,4	1,2	1,1	1,0
SE	2,5	1,7	1,2	0,9	0,9
SF			SS ^b		

Tabel 2.5 Koefisien Situs Fv

Kelas situs	Parameter respons spektral percepatan gempa MCE_R terpetakan pada periode 1 detik, S_1				
	$S_1 \leq 0,1$	$S_1 = 0,2$	$S_1 = 0,3$	$S_1 = 0,4$	$S_1 \geq 0,5$
SA	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8
SB	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
SC	1,7	1,9	1,5	1,4	1,3
SD	2,4	2	1,8	1,6	1,5
SE	3,5	3,2	2,8	2,4	2,4
SF	SS ^b				

2.8.5 Respon Spektra Desain

$$S_a = S_{DS} \cdot \left(0,4 + 0,6 \cdot \frac{T}{T_0} \right)$$

**Gambar 2.8** Respon Spektra Desain

2.8.6 Kategori Desain Seismik

Tabel 2.6 Kategori Desain Seismik Fa Periode 0,2 detik

Nilai S_{DS}	Kategori risiko	
	I atau II atau III	IV
$S_{DS} < 0,167$	A	A
$0,167 \leq S_{DS} < 0,33$	B	C
$0,33 \leq S_{DS} < 0,50$	C	D
$0,50 \leq S_{DS}$	D	D

Tabel 2.7 Kategori Desain Seismik Fv Periode 1 detik

Nilai S_{D1}	Kategori risiko	
	I atau II atau III	IV
$S_{D1} < 0,167$	A	A
$0,067 \leq S_{D1} < 0,133$	B	C
$0,133 \leq S_{D1} < 0,20$	C	D
$0,20 \leq S_{D1}$	D	D

2.8.7 Sistem Penahan Gaya Seismik

Tabel 2.8 Faktor R, Cd dan Ω_0 Sistem Penahan Gaya Gempa

Sistem penahan gaya seismik	R_a respons modifikasi koefisien	Ω_0 sistem jepit kuat- faktor	C_a efektif atau bempes faktor	Kategori desain seismik				
				B	C	D _a	E _a	E ₁
D. Sistem ganda dengan rangka pemikul momen khusus yang mampu menahan paling sedikit 25 persen gaya gempa yang ditetapkan								
1. Rangka baja dengan bresing eksentris	8	2½	4	TB	TB	TB	TB	TB
2. Rangka baja dengan bresing konsentris khusus	7	2½	5½	TB	TB	TB	TB	TB
3. Dinding geser beton bertulang khusus	7	2½	5½	TB	TB	TB	TB	TB
4. Dinding geser beton bertulang biasa	6	2½	5	TB	TB	TI	TI	TI
5. Rangka baja dan beton komposit dengan bresing eksentris	8	2½	4	TB	TB	TB	TB	TB
6. Rangka baja dan beton komposit dengan bresing konsentris khusus	6	2½	5	TB	TB	TB	TB	TB
7. Dinding geser pelat baja dan beton komposit	7½	2½	6	TB	TB	TB	TB	TB
8. Dinding geser baja dan beton komposit khusus	7	2½	6	TB	TB	TB	TB	TB
9. Dinding geser baja dan beton komposit biasa	6	2½	5	TB	TB	TI	TI	TI
10. Dinding geser batu bata bertulang khusus	5½	3	5	TB	TB	TB	TB	TB
11. Dinding geser batu bata bertulang menengah	4	3	3½	TB	TI	TI	TI	TI
12. Rangka baja dengan bresing terkekang terhadap tekuk	8	2½	5	TB	TB	TB	TB	TB
13. Dinding geser pelat baja khusus	8	2½	6½	TB	TB	TB	TB	TB

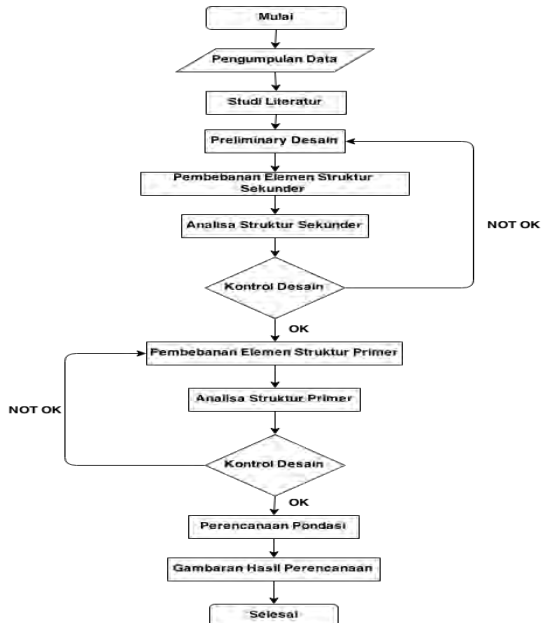
Untuk kategori D tipe struktur menggunakan Sistem Ganda yaitu Dinding Geser Beton Bertulang Khusus dan Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus (SRPMK).

BAB III METODOLOGI

3.1 Umum

Metodologi ini akan menguraikan dan menjelaskan urutan pelaksanaan penyelesaian tugas akhir. Mulai dari pengumpulan data, literatur, preliminary design, analisa elemen (primer dan sekunder), analisa beban (gravitasi, angin, gempa), dan pedoman perencanaan, sampai dengan kesimpulan akhir dari analisa struktur ini yaitu untuk mendapatkan perencanaan gedung.

3.2 Diagram Alir Penyelesaian Tugas Akhir



Gambar 3.1 Sistematika Metodologi Penulisan Tugas Akhir

3.3. Pengumpulan data

Mencari data umum bangunan dan data tanah gedung One East Residence

3.3.1 Data umum bangunan

Nama Gedung	: One East Residence
Lokasi	: Surabaya, Jawa Timur
Fungsi	: Apartemen
Jumlah Lantai	: 33 lantai dan 1 basement
Tinggi Gedung	: 120m
Material Struktur	: Beton Bertulang
Kelas Situs	: Terlampir

3.3.2 Data Modifikasi

Adapun Tugas Akhir ini akan dimodifikasi perencanaannya menggunakan material baja dengan data-data sebagai berikut :

Nama Gedung	: One East Residence
Lokasi	: Surabaya, Jawa Timur
Fungsi	: Apartemen
Tinggi Gedung	: 54m
Jumlah Lantai	: 15 lantai dan 1 basement
Material Struktur	: Baja – Beton Komposit
Mutu Baja	: BJ 41
Mutu Beton	: $f_c' 30$
Bondek	: Tebal 1 mm
Kelas situs	: Terlampir

Gambar modifikasi gedung dan lampiran dapat dilihat pada lampiran

3.4 Studi literatur

Melakukan studi terhadap literatur yang berkaitan dengan perencanaan struktur komposit baja beton. Literatur yang digunakan adalah sebagai berikut :

- STRUCTURAL STEEL DESIGN , LRFD METHOD :
“Jack C. McCormac”

- b) STRUCTURAL STEEL DESIGN , LRFD APPROACH : “J.C.Smith”
- c) STEEL STRUCTURE AND BEHAVIOUR, LRFD : “Charles G Salmon & John E Johnson”
- d) SNI 03-1729-2015 : “ Tata Cara Perencanaan Struktur Baja Untuk Bangunan Gedung”
- e) Peraturan Pembebanan Indonesia Untuk Gedung 1983
- f) SNI 1726-2013 : “Tata Cara perencanaan ketahanan gempa untuk bangunan gedung dan non gedung.
- g) Tabel Profil Baja
- h) Buku Ajar : Struktur Baja I
- i) Buku Ajar : Struktur Baja II

3.5. *Preliminary design*

Melakukan perkiraan dimensi awal dari elemen-elemen struktur, penentuan mutu bahan dan material struktur dan merencanakan dimensi profil yang akan digunakan.

3.5.1 *Preliminary design balok*

$$Z_p = \frac{M_u}{\phi f_y}$$

Dari nilai Z_p ini akan didapat rencana awal dimensi balok, dimana :

M_u : Momen ultimate beban

ϕ : Faktor reduksi lentur

M_n : Momen nominal

Z_p : momen tahan plastis

F_y : tegangan leleh baja

3.5.2 *Preliminary dimensi kolom*

$$A = \frac{P_u}{\phi f_y}$$

Dari nilai A ini akan didapat rencana awal dimensi kolom dimana :

P_u : gaya aksial beban

\emptyset : factor reduksi gaya aksial tekan
 Pu : momen nominal
 A : luas penampang

3.6 Pembebanan

Perencanaan pembebanan pada struktur ini berdasarkan pada Peraturan Pembebanan Indonesia Untuk Gedung (PPIUG 1983) dan SNI 03-1726-2002. Pembebanan tersebut antara lain.

A. Beban mati (PPIUG 1983 Bab 1 pasal 1.1)

Beban mati ialah berat dari semua bagian dari suatu ... yang bersifat tetap termasuk segala unsur tambahan, penyelesaian – penyelesaian, mesin – mesin serta peralatan tetrap yang menjadi bagian yang tak terpisahkan dari gedung itu.

Berat sendiri bahan bangunan yang dipakai dan komponen gedung (dari tabel 2.1) :

- Beton bertulang : 2400 kg/m³
- Adukan dari semen (per cm tebal) : 21 kg/m²
- Aspal (per cm tebal) : 14 kg/m²
- Pasangan bata merah 1 batu : 450 kg/m²
- Penutup lantai (per cm tebal) : 24 kg/m²
- Plafond : 11 kg/m²
- Penggantung Plafond : 7 kg/m²
- Berat volume AC dan perpipaan : 25 kg/m²

B. Beban hidup (PPIUG 1983 Bab 1 pasal 1.2)

Beban hidup adalah semua beban yang terjadi akibat penghunian atau penggunaan suatu gedung, dan ke dalamnya termasuk beban-beban pada lantai yang berasal dari barang – barang yang dapat berpindah, mesin – mesin serta peralatan yang tidak merupakan bagian yang tak terpisahkan dari gedung dan

dapat diganti selama masa hidup dari gedung itu, sehingga mengakibatkan perubahan dalam pembebanan lantai dan atap tersebut/

- Beban hidup pada atap : 100 kg/m²
- Beban hidup pada lantai (hunian) : 250 kg/m²
- Beban hidup pada elevator : 400 kg/m²
- Beban hidup pada tangga : 300 kg/m²
- Beban hidup lantai parkir basement : 800 kg/m²

C. Beban angin (SNI 1727-2013 Pasal 26-31)

Bangunan gedung dan struktur lain, termasuk Sistem Penahan Beban Angin Utama (SPBAU) dan seluruh komponen dan klading gedung, harus dirancang dan dilaksanakan untuk menahan beban angin seperti yang ditetapkan menurut Pasal 26 sampai Pasal 31. Ketentuan dalam pasal ini mendefinisikan parameter angin dasar untuk digunakan dengan ketentuan lainnya yang terdapat dalam standar ini.

D. Beban gempa

Ada beberapa tinjauan mengenai perhitungan gempa yang perlu diperhatikan untuk mengetahui kriteria design yang paling cocok untuk perhitungan struktur yang tahan gempa. Menurut SNI 1726:2013, gempa rencana ditetapkan sebagai gempa dengan kemungkinan terlewati besarnya selama umur struktur bangunan 50 tahun adalah sebesar 2 %.

E. Beban tanah

Berdasarkan SNI 1727:2013 Pasal 3.2.1, perancangan struktur di bawah tanah, harus memperhatikan tekanan lateral tanah disampingnya dengan beban lateral minimum yang diberikan sesuai dengan SNI 1727:2013 Tabel 3-1.

F. Kombinasi

Beban-beban yang dibebankan kepada struktur tersebut dibebankan kepada komponen struktur menggunakan kombinasi

beban berdasarkan SNI 03-1729-2002 sehingga struktur memenuhi syarat keamanan. Kombinasi pembebanan tersebut antara lain :

- a. $U = 1,4 D$
- b. $U = 1,2 D + 1,6 L + 0,5 (L_a \text{ atau } H)$
- c. $U = 1,2 D \pm 1,0 E + \gamma_L L$
- d. $U = 0,9 D \pm 1,0 E$

Keterangan :

- U = Beban Ultimate
- D = Beban Mati
- L = Beban Hidup
- L_a = Beban Atap
- H = Beban Hujan
- E = Beban Gempa

3.7 Permodelan dan Analisa Struktur

Melakukan permodelan struktur menggunakan program SAP 2000 yang direncanakan sebagai struktur ruang 3 dimensi untuk mendapatkan reaksi dan gaya dalam yang terdapat pada struktur rangka utama.

3.7.1 Analisa Model Struktur

Analisa struktur utama menggunakan *software SAP 2000* untuk mendapatkan reaksi dan gaya dalam yang terdapat pada struktur utama. Pembebanan gempa dinamik sesuai SNI 1726:2012 diatur menggunakan analisa respon dinamik.

3.7.2 Struktur Sekunder Komposit

Perencanaan struktur sekunder selalu didahulukan dari struktur utama karena struktur sekunder akan meneruskan beban yang ada ke struktur utama. Struktur sekunder yang akan direncanakan pada Tugas Akhir ini adalah sebagai berikut :

- A. Perencanaan tangga baja mengacu pada SNI 1729:2015 pasal B4 dan pasal F

Berdasarkan SNI 1729:2015 pasal B4.1, penampang yang mengalami tekuk lokal diklasifikasikan sebagai elemen nonlansing penampang elemen-lansing. Untuk profil elemen nonlansing, rasio tebal-terhadap-lebar dari elemen tekan tidak boleh melebihi λ_r dari Tabel B4.1. Jika rasio tersebut melebihi λ_r , disebut penampang dengan elemen-lansing. $\lambda = 1.49 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$

Untuk kondisi lentur, penampang diklasifikasikan sebagai penampang kompak, nonkompak atau penampang elemen-lansing. Untuk penampang kompak, sayap- sayapnya harus menyatu dengan bagian badan dengan rasio tebal-terhadap-lebar dari elemen tekannya tidak boleh melebihi batasnya, λ_p , dari Tabel B4.1b. Jika rasio tebal- terhadap-lebar dari satu atau lebih elemen tekan melebihi λ_r , disebut penampang dengan elemen-lansing.

$$\lambda_p = 3.76 \sqrt{\frac{E}{f_y}} \text{ dan } \lambda_r = 5.70 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$$

Keterangan :

E = modulus elastis baja = 200 000 Mpa

Fy = tegangan leleh minimum yang disyaratkan, MPa

B. Perencanaan pelat lantai komposit mengacu pada SNI 1729:2015 pasal I3 dan I4

Berdasarkan SNI 1729:2015 pasal I3.3 dan pasal F2, kekuatan lentur tersedia dari komponen struktur terbungkus beton harus merupakan nilai terendah yang diperoleh sesuai dengan keadaan batas dari leleh momen plastis) dan tekuk torsi-lateral:

1. Pelelehan

a) $M_n = M_p = F_y Z_x$

b) $\phi_b = 0.90$ (DBFK)

Keterangan :

Fy = tegangan leleh minimum yang disyaratkan dari tipe baja yang digunakan, MPa

Zx = modulus penampang plastis di sumbu x, mm³

2. Tekuk Torsi-Lateral

a) Bila $L_b \leq L_p$, keadaan batas dari tekuk torsi lateral tidak boleh digunakan

b) Bila $L_p < L_b \leq L_r$

$$M_n = C_b \left[M_p - (M_p - 0.7F_y S_x) \left(\frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right) \right] \leq M_n$$

$$C_b = \frac{12.5 M_{maks}}{2.5 M_{maks} + 3M_a + 4M_b + 3M_c}$$

c) $L_b > L_r$

$$M_n = F_{cr} S_x \leq M_p$$

Keterangan :

M_{maks} = nilai mutlak momen maksimum dalam segmen tanpa dibreising, N-mm

M_A = nilai mutlak momen pada titik seperempat dari segmen tanpa dibreising, N-mm

M_B = nilai mutlak momen pada sumbu segmen tanpa dibreising, N-mm

M_C = nilai mutlak momen pada titik tiga-perempat dari segmen tanpa dibreising, N-mm

L_B = panjang antara titik-titik, baik yang dibreising melawan perpindahan lateral sayap tekan atau dibreising melawan puntir penampang

$$F_c = \frac{C_b \pi^2 E}{\left(\frac{L_b}{r_{ts}} \right)^2} \sqrt{1 + 0.078 \frac{J_c}{S_x h_c} \left(\frac{L_b}{r_{ts}} \right)^2}$$

Keterangan :

E = modulus elastis baja = 200 000 MPa

J = konstanta torsi, mm⁴

S_x = modulus penampang elastis di sumbu x, mm³

h_0 = jarak antar titik berat sayap, mm

r_{ts} = radius girasi dari sayap tekan ditambah
seperenam dari badan

Kekuatan lentur nominal, M_n , harus ditentukan dengan menggunakan salah satu dari metode berikut:

- A) Superposisi dari tegangan elastis pada penampang komposit, yang memperhitungkan efek penopangan, untuk keadaan batas dari leleh (momen leleh).
- B) Distribusi tegangan plastis pada penampang baja sendiri, untuk keadaan batas dari leleh (momen plastis) pada penampang baja.

$$\phi_c = 0.90 \text{ (LRFD)}$$

- C) Distribusi tegangan plastis pada penampang komposit atau metode kompatibilitas-regangan, untuk keadaan batas dari leleh (momen plastis) pada penampang komposit. Untuk komponen struktur terbungkus-beton, angkur baja harus disediakan.

Berdasarkan SNI 1729:2015 pasal I4.1, kekuatan geser desain, $\phi_v V_n$, harus ditentukan berdasarkan satu dari yang berikut:

- A) Kekuatan geser yang tersedia dari penampang baja sendiri seperti disyaratkan dalam SNI 1729:2015 pasal G2:

Kekuatan geser nominal dari badan tidak diperkaku atau diperkaku menurut keadaan batas dari pelelehan geser dan tekuk geser adalah

$$V_n = 0.6F_y A_w C_v$$

Untuk badan komponen struktur profil-I canai panas dengan

$$\phi_v = 0.90 \text{ (DFBK)} \text{ dan } C_v = 1.0$$

- B) Kekuatan geser yang tersedia dari bagian beton bertulang (beton ditambah tulangan baja) sendiri seperti dijelaskan oleh ACI 318 dengan

$$\phi_b = 0.75 \text{ (DFBK)}$$

- C) Kekuatan geser nominal dari penampang baja seperti dijelaskan dalam SNI 1729:2015 pasal G ditambah kekuatan nominal dari baja tulangan seperti dijelaskan oleh ACI 318 dengan kombinasi ketahanan atau faktor keamanan dari

$$\phi_b = 0.75 \text{ (DFBK)}$$

- C. Perencanaan pelat atap komposit mengacu pada pasal yang sama dengan pelat lantai komposit seperti 1729:2015 pasal I3 dan I4 yang sudah dijelaskan diatas.
- D. Perencanaan balok anak komposit mengacu pada SNI 1729:2015 pasal I3
Perencanaan balok anak komposit mengacu pada pasal SNI 1729:2015 pasal I3 seperti yang sudah dijelaskan pada perencanaan pelat lantai komposit diatas.
- E. Perencanaan balok lift komposit mengacu pada pasal SNI 1729:2015 pasal I3 seperti yang sudah dijelaskan pada perencanaan pelat lantai komposit diatas.

3.7.3 Struktur Primer Komposit

Berdasarkan SNI 1729:2015 pasal I, langkah-langkah perencanaan struktur komposit baja dan beton adalah sebagai berikut:

- Ketentuan Umum

Dalam menentukan efek beban dalam komponen struktur dan sambungan dari struktur yang termasuk komponen komposit, harus dipertimbangkan penampang efektif pada setiap dilakukan peningkatan beban.

- Gaya Aksial

- a. Kekuatan Tekan

Kekuatan tekan desain, $\phi_p P_n$, komponen struktur komposit terbungkus beton yang dibebani secara aksial simetri ganda harus ditentukan untuk keadaan batas dari

tekuk lentur berdasarkan kelangsingan komponen struktur sebagai berikut:

$$\phi = 0.75 \text{ (LRFD)}$$

a) Bila $\frac{P_{no}}{P_e} \leq 2.25$

$$P_n = P_{no} \left[0.658 \frac{P_{no}}{P_e} \right]$$

b) Bila $\frac{P_{no}}{P_e} > 2.25$

$$P_n = 0.877 P_e$$

Keterangan

$$P_{no} = F_y A_s + F_{ysr} A_{sr} + 0.85 f'_c A_c$$

P_e = beban tekuk kritis elastis ditentukan menurut
SNI1729:2015 pasal C atau Lampiran 7,
kips (N) = $(EI_{eff}) / (KL)^2$

A_c = luas beton, mm²

A_s = luas penampang baja, mm²

E_c = modulus elastisitas beton = $0.043 W_c^{1.5} \sqrt{f'_c}$,
MPa

EI_{eff} = kekakuan efektif penampang komposit,
N-mm²

c_1 = koefisien untuk perhitungan kekakuan dari
suatu komponen struktur tekan komposit
terbungkus beton = $0.1 + 2 \left(\frac{A_s}{A_c + A_s} \right) \leq 0.3$

E_s = modulus elastisitas baja = 200 000 MPa

F_y = tegangan leleh minimum yang disyaratkan
dari penampang baja, MPa

F_{ysr} = tegangan leleh minimum yang disyaratkan
dari batang tulangan, MPa

I_c = momen inersia penampang beton di sumbu
netral elastis dari penampang komposit,
mm⁴

- I_s = momen inersia profil baja disumbu netral elastis dari penampang komposit, mm⁴
 I_{sr} = momen inersia batang tulangan di sumbu netral elastis dari penampang elastis, mm⁴
 K = faktor panjang efektif
 L = panjang tanpa breising secara lateral dari komponen struktur, mm
 f'_c = kekuatan beton yang disyaratkan, MPa
 w_c = berat beton per unit volume ($1500 \leq w_c \leq 2500$ kg/m³)

b. Kekuatan Tarik

Kekuatan tarik yang tersedia dari komponen struktur terbungkus beton yang dibebani secara aksial harus ditentukan untuk keadaan batas leleh sebagai berikut:

$$P_{no} = F_y A_s F_{ysr} A_{sr}$$

$$\phi_t = 0.90 \text{ (LRFD)}$$

c. Persyaratan Pendetailan

Spasi bersih antara inti baja dan tulangan longitudinal harus diambil minimum sebesar 1.5 diameter tulangan, tetapi tidak lebih kecil dari 1.5 in (38 mm).

•Lentur

Lebar efektif pelat beton harus diambil dari jumlah lebar efektif untuk setiap sisi sumbu balok, masing-masing yang tidak melebihi:

- 1) seperdelapan dari bentang balok, pusat-ke-pusat tumpuan;
- 2) setengah jarak ke sumbu dari balok yang berdekatan; atau
- 3) jarak ke tepi dari pelat.

a. Kuat Lentur Positif

Berdasarkan SNI 1729:2015 pasal I3.3 dan pasal F2, kekuatan lentur tersedia dari komponen struktur terbungkus beton harus merupakan nilai terendah yang

diperoleh sesuai dengan keadaan batas dari leleh (momen plastis) dan tekuk torsi-lateral:

1. Pelelehan

$$M_n = M_p = F_y Z_x$$

$$\phi_p = 0.90 \text{ (DFBK)}$$

Keterangan :

F_y = tegangan leleh minimum yang disyaratkan dari tipe baja yang digunakan, MPa

Z_x = modulus penampang plastis di sumbu x, mm³

2. Tekuk Torsi-Lateral

a. Bila $L_b \leq L_p$, keadaan batas dari tekuk torsi lateral tidak boleh digunakan

b. Bila $L_p < L_b \leq L_r$

$$M_n = C_b \left[M_n - (M_p - 0.7F_y S_x) \left\{ \frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right\} \right] \leq M_p$$

$$C_b = \frac{12.5M_{maks}}{2.5M_{maks} + 3M_A + 4M_B + M_C}$$

c. $L_b < L_r$

$$M_n = F_{cr} S_x \leq M_p$$

Keterangan :

M_{maks} = nilai mutlak momen maksimum dalam segmen tanpa dibreising, N-mm

M_A = nilai mutlak momen pada titik seperempat dari segmen tanpa dibreising, N-mm

M_B = nilai mutlak momen pada sumbu segmen tanpa dibreising, N-mm

M_C = nilai mutlak momen pada titik tiga-perempat dari segmen tanpa dibreising, N-mm

L_B = panjang antara titik-titik, baik yang dibreising melawan perpindahan lateral

sayap tekan atau dibreising melawan
puntir penampang melintang, mm

$$F_{cr} = \frac{C_b \pi^2 E}{\left(\frac{L_b}{r_{ts}}\right)^2} \sqrt{1 + 0.078 \frac{Jc}{S_x h_o} \left(\frac{L_b}{r_{ts}}\right)^2}$$

- E = modulus elastis baja = 200 000 MPa
 J = konstanta torsi, mm⁴
 S_x = modulus penampang elastis di sumbu
 x, mm³
 h_o = jarak antar titik berat sayap, mm
 r_{ts} = radius girasi dari sayap tekan ditambah
 seperenam dari badan

Kekuatan lentur nominal, M_n , harus ditentukan dengan menggunakan salah satu dari metode berikut:

- Superposisi dari tegangan elastis pada penampang komposit, yang memperhitungkan efek penopangan, untuk keadaan batas dari leleh (momen leleh).
- Distribusi tegangan plastis pada penampang baja sendiri, untuk keadaan batas dari leleh (momen plastis) pada penampang baja.
- Distribusi tegangan plastis pada penampang komposit atau metode kompatibilitas-regangan, untuk keadaan batas dari leleh (momen plastis) pada penampang komposit. Untuk komponen struktur terbungkus-beton, angkur baja harus disediakan.

- Kuat Lentur Negatif

Kekuatan lentur negatif tersedia harus ditentukan untuk penampang baja sendiri, menurut persyaratan SNI 1729:2015 pasal F yaitu :

Kekuatan lentur tersedia dari komponen struktur harus merupakan nilai terendah yang diperoleh sesuai dengan keadaan batas dari leleh (momen plastis) dan tekuk torsi-lateral:

1. Pelelehan

$$M_n = M_p = F_y Z_x$$

$$\phi_b = 0.90 \text{ (DFBK)}$$

Keterangan :

F_y = tegangan leleh minimum yang disyaratkan dari tipe baja yang digunakan, MPa

Z_x = modulus penampang plastis di sumbu x, mm³

2. Tekuk Torsi-Lateral

a) Bila $L_p < L_b \leq L_r$, keadaan batas dari tekuk torsi lateral tidak boleh digunakan

b) Bila $L_b > L_r$

$$M_n = C_b \left[M_n - (M_p - 0.7F_y S_x) \left\{ \frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right\} \right] \leq M_p$$

$$C_b = \frac{12.5M_{maks}}{2.5M_{maks} + 3M_A + 4M_B + M_C}$$

c) $L_b > L_r$

$$M_n = F_{cr} S_x \leq M_p$$

keterangan

M_{maks} = nilai mutlak momen maksimum dalam segmen tanpa dibreising, N-mm

M_a = nilai mutlak momen pada titik seperempat dari segmen tanpa dibreising, N-mm

M_b = nilai mutlak momen pada sumbu segmen tanpa dibreising, N-mm

- M_c = nilai mutlak momen pada titik tiga-perempat dari segmen tanpa dibreising, N-mm
 L_b = panjang antara titik-titik, baik yang dibreising melawan perpindahan lateral sayap tekan atau dibreising melawan puntir penampang melintang, mm

$$F_{cr} = \frac{C_b \pi^2 E}{\left(\frac{L_b}{r_{ts}}\right)^2} \sqrt{1 + 0.078 \frac{Jc}{S_x h_o} \left(\frac{L_b}{r_{ts}}\right)^2}$$

 E = modulus elastis baja = 200 000 MPa
 J = konstanta torsi, mm⁴
 S_x = modulus penampang elastis di sumbu x, mm³
 h_o = jarak antar titik berat sayap, mm
 r_{ts} = radius girasi dari sayap tekan ditambah seperenam dari badan

Alternatif, kekuatan lentur negatif yang tersedia harus ditentukan dari distribusi tegangan plastis pada penampang komposit, untuk keadaan batas leleh (momen plastis), dimana

$$\phi = 0.90(LRFD)$$

Asalkan batasan yang berikut dienuhi:

- 1) Balok baja adalah penampang kompak dan dibreising secara cukup menurut SNI 1729:2015 pasal F.
- 2) Steel headed stud atau angkur kanal baja yang menyambungkan pelat ke balok baja pada daerah momen negatif.
- 3) Tulangan pelat yang parallel pada balok baja, di lebar efektif pelat, diperhitungkan dengan tepat.

- Geser
 - a. Komponen Struktur Komposit Terisi dan Terbungkus Beton
 Kekuatan geser desain, $\phi_v V_n$, harus ditentukan berdasarkan satu dari yang berikut :
 - a) Kekuatan geser yang tersedia dari penampang baja sendiri seperti disyaratkan dalam SNI 1729:2015 pasal G2 :
 Kekuatan geser nominal dari badan tidak diperkaku atau diperkaku menurut keadaan batas dari pelelehan geser dan tekuk geser adalah

$$V_n = 0.6F_y A_w C_v$$
 untuk badan komponen struktur profil-I canai panas dengan

$$\phi_v = 0.90 (DEFBK) \text{ dan } C_v = 1.0$$
 - b) Kekuatan geser yang tersedia dari bagian beton bertulang (beton dengan tulangan baja) sendiri seperti dijelaskan oleh ACI 318 dengan

$$\phi_b = 0.75 (DFBK)$$
 - c) Kekuatan geser nominal dari penampang baja seperti dijelaskan dalam SNI 1729:2015 pasal G ditambah kekuatan nominal dari baja tulangan seperti dijelaskan oleh ACI 318 dengan kombinasi ketahanan atau faktor keamanan dari

$$\phi_b = 0.75 (DFBK)$$
 - b. Balok Komposit dengan Dek Baja Berlekuk
 Kekuatan geser yang tersedia dari balok komposit dengan steel headed stud atau angkur kanal baja harus ditentukan berdasarkan properti dari penampang baja sendiri menurut SNI 1729:2015 pasal G.

• Kombinasi Lentur dan Gaya Aksial

Interaksi antara lentur dan gaya aksial pada komponen struktur komposit harus memperhitungkan stabilitas seperti

disyaratkan oleh SNI 1729:2015 pasal C. Kekuatan tekan yang tersedia dan kekuatan lentur yang tersedia harus ditentukan seperti dijelaskan dalam SNI 1729:2015 pasal I2 dan I3. Untuk menghitung pengaruh dari efek panjang pada kekuatan aksial komponen struktur, kekuatan aksial nominal komponen struktur harus ditentukan menurut SNI 1729:2015 pasal I2

Untuk komponen struktur komposit dibungkus beton dan komponen struktur komposit diisi beton dengan penampang kompak, interaksi gaya aksial dan lentur harus berdasarkan persamaan interaksi SNI 1729:2015 pasal H1.1 atau satu dari metode seperti dijelaskan SNI 1729:2015 pasal I1.2.

Untuk komponen struktur komposit diisi beton dengan penampang nonkompak atau penampang langsing, interaksi antara gaya aksial dan lentur harus berdasarkan persamaan pada SNI 1729:2015 pasal H1.1.

- Angkur Baja

Untuk beton normal, angkur steel headed stud yang hanya menahan geser tidak boleh kecil dari lima diameter batang dalam panjang dari dasar steel headed stud kebagian atas dari kepala paku sesudah pemasangan. Angkur steel headed stud yang menahan tarik atau interaksi dari geser dan tarik tidak boleh lebih kecil dari delapan diameter paku dalam panjang dari dasar paku ke bagian atas dari kepala paku sesudah pemasangan.

3.8 Perencanaan Sambungan

1. Sambungan Las

Berdasarkan SNI 1729:2015 Pasal J2.4, kekuatan desain, ϕR_n dari joint yang dilas harus merupakan nilai terendah dari kekuatan material dasar yang ditentukan menurut keadaan batas dari keruntuhan tarik dan keruntuhan berikut ini:

Untuk logam dasar :

$$R_n = F_{tBM} A_{BM}$$

Untuk logam las

$$Rn = F_{mw}A_w$$

Keterangan :

F_{nBM} = tegangan nominal dari logam dasar, MPa

F_{nw} = tegangan nominal dari logam las, MPa

A_{BM} = luas penampang logam dasar, mm²

A_{we} = luas efektif las, mm²

Nilai ϕ , F_{nBM} , F_{nw} serta batasannya diberikan pada SNI 1729:2015 Tabel J2.5.

2. Sambungan Baut

a. Baut tipe tumpu

Berdasarkan SNI 1729:2015 Pasal J3.7, kekuatan tarik yang tersedia dari baut yang menahan kombinasi gaya tarik dan geser harus ditentukan sesuai dengan keadaan batas dari keruntuhan geser sebagai berikut:

$$Rn = F'_m A_b$$

$$\phi = 0.75(DFBK)$$

F'_{nt} = tegangan tarik nominal yang dimodifikasi mencakup efek tegangan geser, MPa

$$= 1.3F_{nt} - \frac{F_{nt}}{\phi F_{nt}} f_{rv} \leq F'_{nt}$$

F_{nt} = tegangan tarik nominal dari SNI 1729:2015 Tabel J3.2, MPa

F_{nv} = tegangan geser dari SNI 1729:2015 Tabel J3.2, MPa

f_{rv} = tegangan geser yang diperlukan menggunakan kombinasi beban DBFK, Mpa

b. Baut Kekuatan Tinggi dalam Sambungan Kritis- Slip

Ketahanan slip yang tersedia untuk keadaan batas dari slip harus ditentukan sebagai berikut:

$$Rn = \mu D_u h_f T_b n_e$$

a) Untuk lubang ukuran standard an lubang slot- pendek yang tegak lurus terhadap arah dari beban

$$\phi = 1.00(DFBK)$$

- b) Untuk lubang ukuran-berlebih dan lubang slot-pendek yang parallel terhadap arah dari beban

$$\phi = 0.85(DFBK)$$

- c) Untuk lubang slot-panjang

$$\phi = 0.70(DFBK)$$

Keterangan

μ = koefisien slip rata-rata untuk permukaan Kelas A atau B yang sesuai, dan ditentukan sebagai berikut, atau seperti ditetapkan oleh pengujian.

Du = 1,13; suatu pengali yang mencerminkan rasio dari rata-rata pratarik baut terpasang terhadap pratarik baut minimum yang disyaratkan. Penggunaan dari nilai-nilai lainnya dapat disetujui oleh Insinyur yang memiliki izin bekerja sebagai perencana.

Tb = gaya tarik minimum sarana penyambung yang diberikan SNI 1729:2015 Tabel J3.1, kips, atau J3.1M, kN

h_f = faktor untuk pengisi, ditentukan sebagai berikut:

- i. Bila tidak ada pengisi atau dimana baut telah ditambahkan untuk mendistribusikan beban pada pengisi $h = 1.00$
- ii. Bila baut-baut tidak ditambahkan untuk mendistribusikan beban pada pengisi:
 - a) Untuk satu pengisi antara bagian-bagian tersambung $h = 1.00$
 - b) Untuk dua atau lebih pengisi antara bagian-bagian tersambung $h = 0.85$

N_s = jumlah bidang slip yang diperlukan untuk mengizinkan sambungan dengan slip

Dalam hal ini dianggap daerah beton tertekan $a = (H - 2e)$, sehingga

$$\phi_c \cdot P_p = 1,02 \cdot f'_c \cdot Bm (H - 2e) = P_u$$

$$\rightarrow Bm = \frac{P_u}{1,02 f'_c (H - 2e)}, \text{ dimana } Bm = \text{lebar minimum yang diperlukan}$$

2. Untuk $e = \frac{M_u}{P_u} > \frac{H}{6}$

$$h' > we + c_1$$

dimana :

we = jarak baut ke tepi

c_1 = jarak minimum untuk kunci

$$H \geq d + 2h'$$

$$h = H - we$$

$$b = (B - 0,8bf)/2$$

$$\text{Dimensi : } \sqrt{\frac{A_2}{A_1}}$$

$$f'_{cu} = 0,85 \times f'_c \times \sqrt{\frac{A_2}{A_1}}$$

$$a = h - \sqrt{h^2 - \frac{P_u(2h - H) + 2M_u}{\phi_c \times f'_{cu} \times B}}$$

$$T_u = (\phi_c \cdot f'_{cu} \cdot B \cdot a) - P_u$$

Perhitungan Baut Angkur :

$$\phi R_n = 0,75 \times f_{ub} \times (0,5 A_b)$$

$$\phi R_n \geq \frac{T_u}{n}$$

3.9.1 Pondasi

3.9.1.1 Daya Dukung Tiang Tunggal

Pondasi direncanakan menggunakan tiang boredpile dengan perhitungan daya dukung pondasi berdasarkan hasil dari *Standart Penetration Test* (SPT).

$$P = \frac{(Q_d \times A) + (U \times \sum l_i f_i)}{SF} - W_{Bp}$$

Dimana : Q_d = Daya dukung tanah (t/m^2) lihat tabel
 A = Luas penampang bore pile (m^2)
 U = Keliling bore pile (m)
 SF = Safety Factor (2,5-3)
 W_{Bp} = Berat Bore Pile (ton)

Tabel 3.1 Nilai Q_d untuk pondasi tiang yang di cor di tempat

Jenis Tanah	Nilai SPT	Q_d (t/m^2)
Lapisan Kerikil	$N \geq 50$	750
	$50 > N > 40$	525
	$40 > N \geq 30$	300
Lapisan berpasir	$N \geq 30$	300
Lapisan lempung keras		$3 q_u$

3.9.1.2 Daya dukung tiang kelompok

Di saat sebuah tiang merupakan bagian dalam grup tiang, daya dukungnya mengalami modifikasi, karena pengaruh dari grup tiang tersebut. Untuk kasus daya dukung pondasi, kita harus memperhitungkan sebuah faktor koreksi, yang menjadi efisiensi dari grup tiang pancang tersebut. (Wahyudi, Herman. 1999)

$$Q_{L(\text{grup})} = Q_{L(1 \text{ tiang})} \times n \times C_e$$

Dimana :

Q_L = daya dukung tiang pancang

n = jumlah tiang dalam grup

C_e = efisiensi grup tiang pancang

Untuk menghitung nilai efisiensi tiang pancang kelompok dihitung berdasarkan perumusan Converse Labarre :

$$C_e = 1 - \frac{\arctan(D/S)}{90^\circ} \left(2 - \frac{1}{m} - \frac{1}{n} \right)$$

Dimana :

D = diameter tiang pancang

S = jarak antar tiang pancang

m = jumlah tiang pancang dalam 1 baris

n = jumlah baris tiang pancang

3.9.2 Perencanaan Poer

Poer direncanakan terhadap gaya geser ponds pada penampang kritis dan penulangan akibat momen lentur

3.9.2.1 Kontrol Geser Pons

Poer harus mampu menyebarkan beban dari kolom ke pondasi, sehingga perlu dilakukan control kekuatan geser pons untuk memastikan bahwa kekuatan geser nominal beton harus lebih besar dari geser pons yang terjadi. Perencanaan geser pons pada poer tersebut berdasarkan ketentuan SNI 2002 Pasal 13.12.2.1. Dalam merencanakan tebal poer, harus memenuhi syarat bahwa kekuatan geser nominal beton harus lebih besar dari geser pons yang terjadi.

$$\phi V_c = \phi \left(1 + \frac{2}{\beta_c} \right) \left(\frac{\sqrt{f'_c}}{6} \right) \cdot b_o \cdot d$$

$$\phi V_c = \phi \frac{1}{3} f'_c \cdot b_o \cdot d$$

Dimana :

β_c = rasio dari sisi panjang terhadap sisi pendek beton dari daerah beban terpusat

b_e = keliling dari penampang kritis pada poer

$b_e = 2(b_k + d) + 2(h_k + d)$

dengan : b_k = lebar penampang kolom

h_k = tinggi penampang kolom

d = tebal efektif poer

3.9.2.2 Penulangan Poer

Untuk penulangan lentur, poer dianalisa sebagai balok kantilever dengan perletakan jepit pada kolom. Sedangkan beban yang bekerja adalah beban terpusat di tiang kolom yang menyebabkan reaksi pada tanah dan berat sendiri poer. Perhitungan gaya dalam pada poer didapat dengan teori mekanika statis tertentu

3.10 Kontrol desain

Melakukan analisa struktur bangunan, dimana harus memenuhi syarat keamanan dan rasional sesuai batas – batas tertentu menurut peraturan. Dilakukan pengambilan kesimpulan, apakah desain telah sesuai dengan syarat – syarat perencanaan dan peraturan angka keamanan, serta efisiensi. Bila telah memenuhi persyaratan, maka dapat diteruskan ke tahap pendetailan dan apabila tidak memenuhi persyaratan, maka dilakukan pendesainan ulang

3.11 Penggambaran Hasil Perhitungan

Penggambaran hasil Perencanaan dan perhitungan dalam gambar teknik ini dengan menggunakan program bantu Autocad.

“Halaman ini sengaja dikosongkan”

BAB IV

PERENCANAAN STRUKTUR SEKUNDER

4.1 Perencanaan Struktur Lantai

Pada perencanaan struktur lantai direncanakan pelat lantai menggunakan bondek, dimana dalam perencanaan ini digunakan bondek dari PT. Super Steel Indah

4.1.1 Pelat Atap

Digunakan pelat bondek dengan tebal = 0.75 mm

a. Pembebanan

Beban Superimposed (berguna)

Beban Finishing

- Aspal (1cm) $= 14 \text{ kg/m}^2$
- Penggantung plafond $= 7 \text{ kg/m}^2$
- Plafond $= 11 \text{ kg/m}^2$
- MEP $= 25 \text{ kg/m}^2 +$
 $= 57 \text{ kg/m}^2$

Beban Hidup

- Atap (SNI 1727:2013) $= 0.96 \text{ kN/m}^2$
 $= 100 \text{ kg/m}^2$

Beban Superimposed (Berguna)

= beban finishing + beban hidup

$$= 57 \text{ kg/m}^2 + 100 \text{ kg/m}^2 = 157 \text{ kg/m}^2$$

Berdasarkan tabel perencanaan praktis untuk bentang menerus dengan tulangan negatif dengan satu baris penyangga didapatkan data-data sebagai berikut:

- bentang (span) $= 3.00 \text{ m}$
- tebal pelat beton $= 9 \text{ cm}$
- tulangan negatif $= 2.51 \text{ cm}^2/\text{m}$

b. Perencanaan Tulangan Negatif

- direncanakan memakai tulangan dengan $D= 8\text{mm}$
 $A_s = 0.5\text{cm}^2$)
- banyaknya tulangan yang diperlukan tiap 1 m
$$= \frac{A}{A_s} = \frac{2.51}{0.5} = 5.01 \text{ buah} \approx 6 \text{ buah}$$
- jarak antar tulangan (s)
$$= \frac{1000}{6} = 1.66 \approx 200 \text{ mm}$$

Jadi, dibasang tulangan Tarik $D 6 - 200 \text{ mm}$

4.1.2 Pelat Lantai 1 – 15 Tipikal

Digunakan pelat bondek dengan tebal = 0.75 mm

a. Pembebanan

Beban Superimposed (berguna)

Beban Finishing

- Kramik (1cm) $= 24\text{kg/m}^2$
- Adukan semen (1cm) $= 21\text{kg/m}^2$
- Penggantung plafond $= 7\text{kg/m}^2$
- Plafond $= 11\text{kg/m}^2$
- MEP $= 25\text{kg/m}^2 +$
 $= 88\text{kg/m}^2$

Beban Hidup

- Atap (SNI 1727:2013) $= 1.92\text{ kN/m}^2$
 $= 200\text{ kg/m}^2$

Beban Superimposed (Berguna)

= beban finishing + beban hidup

$$= 88\text{kg/m}^2 + 200\text{kg/m}^2 = 288\text{kg/m}^2$$

Berdasarkan tabel perencanaan praktis untuk bentang menerus dengan tulangan negatif dengan satu baris penyangga didapatkan data-data sebagai berikut:

- bentang (span) $= 3.00 \text{ m}$
- tebal pelat beton $= 9 \text{ cm}$
- tulangan negatif $= 2.51 \text{ cm}^2/\text{m}$

b. Perencanaan Tulangan Negatif

- direncanakan memakai tulangan dengan $D=8$ mm
($A_s = 0.5 \text{ cm}^2$)
- banyaknya tulangan yang diperlukan tiap 1 m

$$= \frac{A}{A_s} = \frac{3.07}{0.5} = 6.01 \text{ buah} \approx 7 \text{ buah}$$
- jarak antar tulangan (s)

$$= \frac{1000}{7} = 142 \text{ mm} \approx 150 \text{ mm}$$

Jadi, dibasang tulangan Tarik D 8 – 150

4.2 Perencanaan Tangga

4.2.1 Tangga Lantai 1 – 30 Tipikal

Mutu baja (BJ 41)	: $f_y = 2500 \text{ kg/cm}^2$
Mutu beton (f_c')	: $f_c' = 30 \text{ Mpa}$
Ketinggian antar lantai	: 350 cm
Tinggi bordes	: 175 cm
Tinggi injakan (t)	: 17.5 cm
Lebar injakan (i)	: 30 cm
Jumlah injakan ($\sum t$)	: $\frac{175}{1.75} = 10 \text{ buah}$
Lebar bordes	: 225 cm
Panjang bordes	: 290 cm
Lebar tangga	: 125 cm
Sudut kemiringan	: $\arctan \frac{175}{270} = 33$

a. Persyaratan tangga

$$60 \text{ cm} < 2t + i < 65 \text{ cm}$$

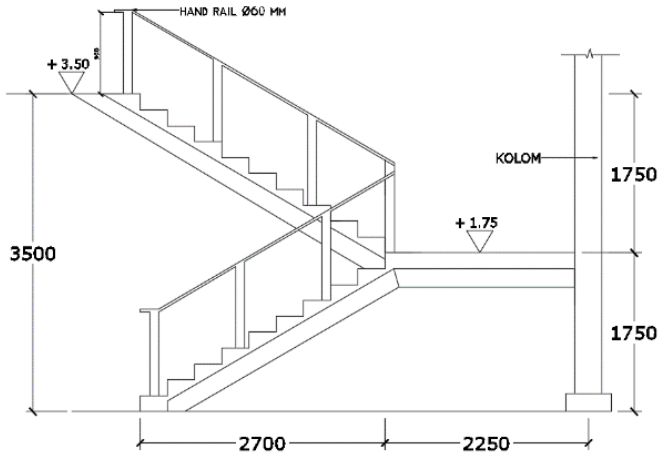
$$60 \text{ cm} < (2 \times 20) + 25 < 65 \text{ cm}$$

$$60 \text{ cm} < 65 \text{ cm} < 65 \text{ cm}$$

b. Syarat sudut kemiringan

$$25^\circ \leq \alpha \leq 40^\circ$$

$$25^\circ \leq 33^\circ \leq 40^\circ$$



Gambar 4.1 Denah Tangga

4.2.2 Perencanaan Pelat Anak Tangga

a. Pembebanan

Beban Superimposed (berguna)

Beban Finishing

- Keramik (1 cm)

$$= 24x \left(\frac{0.3+0.17}{0.3} \right) = 37.6 \text{ kg/m}^2$$

- Spesi (1 cm)

$$= 21x \left(\frac{0.3+0.17}{0.3} \right) = \frac{33 \text{ kg/m}^2}{=} = 70.6 \text{ kg/m}^2$$

Beban Hidup

- Atap (SNI 1727:2013) = 4.79 kN/m^2
= 488.5 kg/m^2

Beban Superimposed (Berguna)

= beban finishing + beban hidup

$$= 70.6 \text{ kg/m}^2 + 488.5 \text{ kg/m}^2 = 559.1 \text{ kg/m}^2$$

Berdasarkan tabel perencanaan praktis untuk bentang menerus dengan tulangan negatif dengan satu baris penyangga didapatkan data-data sebagai berikut:

- bentang (span) = 1.50 m
- tebal pelat beton = 9 cm
- tulangan negatif = $1.11 \text{ cm}^2/\text{m}$

b. Perencanaan Tulangan Negatif

- direncanakan memakai tulangan dengan $\emptyset=8 \text{ mm}$

$$A_s = 0.53 \text{ cm}^2$$
- banyaknya tulangan yang diperlukan tiap 1 m

$$= \frac{A}{A_s} = \frac{1.11}{0.53} = 2.1 \text{ buah} \approx 3 \text{ buah}$$
- jarak antar tulangan (s)

$$= \frac{1000}{3} = 3.33 \approx 3.5 \text{ mm}$$

Jadi, dibasang tulangan Tarik $\emptyset 8 - 350$

4.2.3 Perencanaan Pelat Bordes

a. Pembebanan

Beban Superimposed (berguna)

Beban Finishing

- Keramik (1 cm) = 24 kg/m^2
- Spesi (1 cm)
$$\begin{aligned} &= 21 \text{ kg/m}^2 + \\ &= 45 \text{ kg/m}^2 \end{aligned}$$

Beban Hidup

- Atap (SNI 1727:2013)
$$\begin{aligned} &= 4.79 \text{ kN/m}^2 \\ &= 488.5 \text{ kg/m}^2 \end{aligned}$$

Beban Superimposed (Berguna)

$$\begin{aligned} &= \text{beban finishing} + \text{beban hidup} \\ &= 45 \text{ kg/m}^2 + 488.5 \text{ kg/m}^2 = 533.5 \text{ kg/m}^2 \end{aligned}$$

Berdasarkan tabel perencanaan praktis untuk bentang menerus dengan tulangan negatif dengan satu baris penyangga didapatkan data-data sebagai berikut:

- bentang (span) = 1.50 m
- tebal pelat beton = 9 cm
- tulangan negatif = $1.11 \text{ cm}^2/\text{m}$

b. Perencanaan Tulangan Negatif

- direncanakan memakai tulangan dengan $\emptyset=8 \text{ mm}$

$$A_s = 0.53 \text{ cm}^2$$
- banyaknya tulangan yang diperlukan tiap 1 m

$$= \frac{A}{A_s} = \frac{1.11}{0.53} = 2.1 \text{ buah} \approx 3 \text{ buah}$$
- jarak antar tulangan (s)

$$= \frac{1000}{3} = 3.33 \approx 3.5 \text{ mm}$$

Jadi, dibasang tulangan Tarik $\emptyset 8 - 350$

4.2.4 Perencanaan balok utama tangga

Direncanakan memakai profil WF 200×100×6×9, dengan data sebagai berikut :

$W = 30.6 \text{ kg/m}$	$t_f = 9 \text{ mm}$	$i_y = 3.61 \text{ cm}$	$S_y = 67.6$
$A = 39.01 \text{ cm}^2$	$t_w = 6 \text{ mm}$	$I_x = 2690 \text{ cm}^4$	$Z_x = 196 \text{ cm}^3$
$b = 150 \text{ mm}$	$r = 13 \text{ mm}$	$I_y = 507 \text{ cm}^4$	$Z_y = 103 \text{ cm}^3$
$d = 194 \text{ mm}$	$i_x = 8.3 \text{ cm}$	$S_x = 277 \text{ cm}^3$	$h = 150 \text{ mm}$

BJ 41 : $f_y = 2500 \text{ kg/cm}^2$ $f_r = 700 \text{ kg/cm}^2$
 $f_u = 4100 \text{ kg/cm}^2$

Panjang balok anak (L) = 321.75 cm

Tebal pelat anak tangga = 9 cm

Tebal rata-rata (tr) = $\left(\frac{i}{2}\right) \sin \alpha = \left(\frac{30}{2}\right) \sin 33$
 = 8.2 cm

Tebal total = 9 + 8.2 = 17.2 cm

a. Pembebanan

- q_{W1} pada anak tangga

1. Beban mati:

$$\text{Berat pelat anak tangga} = 0.18 \times 2400 / \cos 33 = 515.1 \text{ kg/m}$$

$$\text{Berat bondek} = 10.1 / \cos 33 = 12.04 \text{ kg/cm}$$

$$\text{Berat kramik (1 cm)} = 24 \times \left(\frac{0.3 + 0.15}{0.3} \right) = 27 \text{ kg/cm}$$

$$\text{Berat spesi (1 cm)} = 21 \times \left(\frac{0.3 + 0.15}{0.3} \right) = 22.5 \text{ kg/cm}$$

$$\text{Berat railing tangga} = 20 \text{ kg/m}$$

$$\begin{aligned} \text{Balok anak} &= 30.6 / \cos 33 \\ &= 29.76 \text{ kg/m} + \\ &= 626.4 \text{ kg/m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Sambungan} &= 10\% \times 626.4 \\ &= 62.64 \text{ kg/m} + \\ &= 689.04 \text{ kg/m} \end{aligned}$$

2. Beban hidup:

Tangga (SNI 1727:2013 Tabel 4-1)

$$= 4.79 \text{ kN/m}^2 = 488.44 \text{ kg/m}^2$$

$$= 488.44 \text{ kg/m}^2 \times 1.25 \text{ m} = 610.55 \text{ kg/m}$$

- q_{W2} pada bordes

1. Beban mati:

$$\text{Berat pelat bordes} = 0.09 \times 2400 = 216 \text{ kg/m}$$

$$\text{Berat bondek} = 10.1 = 10.1 \text{ kg/cm}$$

$$\text{Berat kramik (1 cm)} = 24 = 24 \text{ kg/cm}$$

$$\text{Berat spesi (1 cm)} = 21 = 21 \text{ kg/cm}$$

$$\text{Berat railing tangga} = 20 \text{ kg/m}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Balok anak} &= 30.6 & &= \frac{30.6 \text{ kg/m}}{+} \\
 & & &= 321.7 \text{ kg/m} \\
 \text{Sambungan} &= 10\% \times 321.7 & &= \frac{32.17 \text{ kg/m}}{+} \\
 & & &= 353.87 \text{ kg/m}
 \end{aligned}$$

2. Beban hidup:

Tangga (SNI 1727:2013 Tabel 4-1)

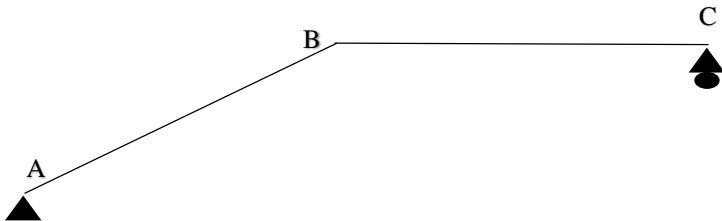
$$\begin{aligned}
 &= 4.79 \text{ kN/m}^2 = 488.44 \text{ kg/m}^2 \\
 &= 488.44 \text{ kg/m}^2 \times 1.25 \text{ m} = 610.55 \text{ kg/m}
 \end{aligned}$$

b. Kombinasi pembebanan

$$\begin{aligned}
 qU1 &= 1.2qD1 + 1.6qL1 \\
 &= 1.2 \times 689.04 + 1.6 \times 610.55 \\
 &= 1803.728
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 qU2 &= 1.2qD1 + 1.6qL1 \\
 &= 1.2 \times 353.87 + 1.6 \times 610.55 \\
 &= 1401.524
 \end{aligned}$$

c. Gaya dalam



$$\begin{aligned}
 \Sigma M_a &= 0 \\
 R_c(4.95) - qU2(2.25)(3.825) - qU1(2.7)(1.35) &= 0
 \end{aligned}$$

$$R_c = \left(\frac{12061.86 + 6574.58}{4.95} \right) = 3764.94 \text{ kg}$$

$$\begin{aligned}
 \Sigma M_a &= 0 \\
 R_a(4.95) - qU1(2.7)(3.6) - qU1(2.25)(1.125) &= 0
 \end{aligned}$$

$$R_a = \left(\frac{17532.23 + 3547.6}{4.95} \right) = 4258.55$$

Kontrol:

$$\begin{aligned}\Sigma v &= 0 \\ &= R_A + R_c - qU1(2.7) - qU2(2.25) \\ &= 4258.55 + 3764.94 - 4870.06 - 3153.43 \\ &= 0\end{aligned}$$

Bidang M

$$\begin{aligned}R_A \cdot x - \frac{1}{2} \cdot q_{w1} \cdot X^2 &= 0 \\ du/dx = 0 \rightarrow X &= R_A / q_{w1} = 4258.55 / 1803.728 = 2.36 \\ M_{max} &= 4258.55 \times 2.36 - \frac{1}{2} \times 1803.728 \times 2.36^2 \\ &= 5027.156 \text{ kgm} \\ M_c &= 4258.55 \times 2.7 - \frac{1}{2} \times 1803.728 \times 2.7^2 = 4923.496 \text{ kgm}\end{aligned}$$

Bidang D

A-B : (lihat kiri)

$$\begin{aligned}D_X &= R_A \cdot \cos 33 - q_{w1} \cdot X \cdot \cos 33 \\ D_A \text{ kanan} (x = 0) &= 4258.55 \times 0.838 \\ &= 3571.273 \\ D_B \text{ kiri} (x = 2.7) &= 4258.55 \times 0.838 - \\ 1803.728 \times 2.7 \times 0.838 &= 3390.5464\end{aligned}$$

A-B : (lihat kiri)

$$\begin{aligned}D_X &= -R_c + q_{w1} \cdot X \\ D_X (x = 0) &= -3764.94 \\ D_B \text{ kanan} (x = 2.25) &= -3764.94 + 1803.728 \times 2.25 \\ &= 293.448\end{aligned}$$

d. Kondisi Sebelum Komposit

➤ Kontrol Penampang

- Kontrol sayap

$$\frac{b}{2t_f} = \frac{150}{2 \times 9} = 8.33$$

$$\lambda_p = 0.38 \sqrt{\frac{E}{fy}} = 0.38 \sqrt{\frac{2 \times 10^5}{250}} = 10.75$$

- Kontrol badan

$$\frac{h}{t_w} = \frac{150}{9} = 16.66$$

$$\lambda_p = 3.76 \sqrt{\frac{E}{fy}} = 3.76 \sqrt{\frac{2 \times 10^5}{250}} = 106.35$$

(penampang kompak)

$$M_n = M_p = F_y Z_x \quad \text{SNI 1729:2015 F2.1}$$

$$M_n = 2500 \times 275.8 = 689500 \text{ kgcm} = 6895 \text{ kgm}$$

$$\phi_b M_n \geq M_u \rightarrow \phi = 0.9 \quad \text{SNI 1729:2015 F1}$$

$$\phi_b M_n \geq M_u \rightarrow 0.9 \times 6895 = 6205.5 \text{ kgm}$$

$$6205.5 \text{ kgm} \geq 5027.156 \text{ kgm}$$

➤ Kontrol Tekuk Lateral

- Batang miring

$$L_b = 27 \text{ cm}$$

$$L_p = 179.707$$

$L_b \leq L_p$, keadaan batas dari tekuk torsi lateral tidak boleh digunakan SNI 1729:2015 F2.2

- Batang horizontal

$$L_b = 22.5 \text{ cm}$$

$$L_p = 179.707$$

$L_b \leq L_p$, keadaan batas dari tekuk torsi lateral tidak boleh digunakan SNI 1729:2015 F2.2

➤ Kontrol Geser

$$V_n = 0.6F_y A_w C_v \quad \text{SNI 1729:2015 G2.1}$$

$$\frac{h}{t_w} = \frac{150}{6} = 25$$

$$2.24 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 2.24 \sqrt{\frac{2 \times 10^5}{250}} = 63.36$$

$$V_n = 0.6 \times 2500 \times 20 \times 0.6 \times 1 = 18000 \text{ kg}$$

$$\phi_v V_n \geq V_u \rightarrow \phi = 1.0 \quad \text{SNI 1729:2015 G2.1}$$

$$\phi_v V_n \geq V_u \rightarrow 18000 \text{ kg} \geq 3764.94 \text{ kg}$$

➤ Kontrol Lentutan

$$\text{Batas lentutan maks } (f_{ijin}) = \frac{L}{360} \quad \text{SNI 1729:2015 6.4.3}$$

$$f_{ijin} = \frac{L}{360} = \frac{495}{360} = 1.37 \text{ cm}$$

• Batang Miring

$$\begin{aligned} f^\circ &= \frac{5}{384} \times \frac{L^2}{E I_x} \times (M_{max} - 0.1(M_A + M_C)) \\ &= \frac{5}{384} \times \frac{2700^2}{2 \times 10^6 \times 20000} \times (5027.156 - 0.1(0 + 4923.496)) \end{aligned}$$

$$= 0.02$$

$$f^\circ \leq f_{ijin} \rightarrow 0.085 \text{ cm} < 1.37 \text{ cm}$$

• Batang horizontal

$$\begin{aligned} f^\circ &= \frac{5}{384} \times \frac{L^2}{E I_x} \times (M_{max} - 0.1(M_A + M_C)) \\ &= \frac{5}{384} \times \frac{2550^2}{2 \times 10^6 \times 20000} \times (5027.156 - 0.1(0 + 4923.496)) \end{aligned}$$

$$= 0.02$$

$$f^\circ \leq f_{ijin} \rightarrow 0.076 \text{ cm} < 1.37 \text{ cm}$$

e. Kondisi Sesudah Komposit

➤ Menghitung Momen Nominal

- Lebar Efektif

$$b_{eff} \leq 1/4 x L = 1/4 x 495 = 123.75$$

$$b_{eff} \leq S = 3m = 300 \text{ cm}$$

$$\text{Digunakan } b_{eff} = 123.75 \text{ cm} \quad \text{SNI 1729:2015 I3.1.1a}$$

- Kriteria Penampang

$$\frac{H}{t_w} = \frac{150}{6} = 25$$

$$3.76 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 3.76 \sqrt{\frac{2x10^5}{250}} = 106.35$$

$$\text{SNI 1729:2015 I3.2.2a}$$

$$\begin{aligned} C &= 0.85 f'c' t_{plat} b_{eff} \\ &= 0.85 x 300 x (9 - 5.3) x 123.75 \\ &= 116.75 \text{ kg} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} T &= A_s F_y \\ &= 38.8 x 2500 \\ &= 97 \text{ kg} \end{aligned}$$

Karena $C > T$, maka letak garis netral terletak di pelat beton.

-Menentukan jarak-jarak dari centroid gaya-gaya yang berkerja

$$\begin{aligned} a &= \frac{A_s x f_y}{0.85 x f'c' x b_{eff}} \\ &= \frac{38.8 x 2500}{0.85 x 300 x 123.74} \\ &= 3.074 \text{ cm} \end{aligned}$$

-Menentukan jarak-jarak dari centroid gaya-gaya yang berkerja

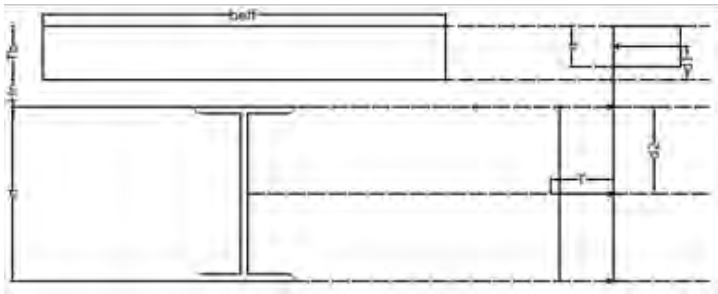
$$d1 = hr + tb - \frac{a}{2} = 5.3 + 3.7 - 3.074/2 = 10.53 \text{ cm}$$

$$d2 = 0 \text{ (profil tidak mengalami tekan)}$$

$$d3 = \frac{d}{2} = \frac{20}{2} = 10 \text{ cm}$$

$$e = d1 + d2 + d3 = 10.53 + 0 + 10 = 20.53 \text{ cm}$$

-Menghitung momen nominal



$$Mn = Txe$$

$$= 97000 \times 20.53$$

$$= 1991410 \text{ kg.cm} \approx 19914.1 \text{ kg.m}$$

$$\phi_b Mn \geq M_u \rightarrow \phi = 0.9 \quad \text{SNI 1729:2015 F1}$$

$$\phi_b Mn \geq M_u \rightarrow 0.90 \times 19914.1 = 17922.7 \text{ kgm}$$

$$17922.7 \text{ kgm} \geq 5027.156 \text{ kgm}$$

➤ Kontrol Lendutan

- Transformasi Beton ke Baja

$$\begin{aligned} E_c &= 0.041 \times Wc^{1.5} \sqrt{f'c'} \\ &= 0.041 \times (2400^{1.5}) \sqrt{30} \\ &= 26403,5 \text{ Mpa} \end{aligned}$$

$$E_s = 200000$$

$$\begin{aligned} n &= \frac{E_s}{E_c} \\ &= \frac{200000}{26403,5} \\ &= 7.22 \end{aligned}$$

$$b_{eff} = 123.75 \text{ cm}$$

$$\begin{aligned} b_{tr} &= \frac{b_{eff}}{n} \\ &= \frac{123.75}{7.221} \\ &= 17.14 \text{ cm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} A_{tr} &= b_{tr} x t_{pelat} \\ &= 17.14 \times 3.7 \\ &= 63.418 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

- Menentukan Garis Netral

$$\begin{aligned} y_{na} &= \frac{\left[A_{tr} x \frac{t_{pelat}}{2} \right] + \left[As \left(t_{pelat} + h_r + \frac{d}{2} \right) \right]}{(A_{tr} + As)} \\ &= \frac{[117.32] + [1125.2]}{(102.22)} \\ &= 12.15 \text{ cm} \end{aligned}$$

- Menentukan Nilai Momen Inersia

$$\begin{aligned} I_{tr} &= \left[\left(\frac{1}{12} x b_{tr} x t_{pelat}^3 \right) + A_{tr} \left(y_{na} - \frac{t_{pelat}}{2} \right)^2 \right] \\ &\quad + \left[Ix + As \left(\left(t_{pelat} + h_r + \frac{d}{2} \right) - y_{na} \right)^2 \right] \\ &= [(72.34) + (6728.01)] + [(1840) + (11016.2)] \\ &= 9800.35 + 12856.2 \\ &= 22656.2 \end{aligned}$$

- Kontrol Lendutan

$$\begin{aligned} f_{ijin} &= \frac{L}{240} \\ &= \frac{295}{240} \\ &= 1.23 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 f^\circ &= \frac{5x(q_d + q_l)xL^4}{348xExI_{tr}} \\
 &= \frac{5x(10.2 + 12.2)x195^4}{348x2x10^6x22656.2} \\
 &= 1.6 \\
 f^\circ &\leq f_{ijin} \rightarrow 0.01 \text{ cm} \leq 1.23 \text{ cm}
 \end{aligned}$$

➤ Kontrol Geser

$$V_n = 0.6F_y A_w C_v \quad \text{SNI 1729:2015 Pasal G2.1}$$

$$\frac{h}{t_w} = \frac{150}{6} = 25$$

$$2.24 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 2.24 \sqrt{\frac{2x10^5}{250}} = 63.36$$

$$V_n = 0.6x2500x20x0.6x1 = 1800 \text{ kg}$$

$$\phi_v V_n \geq V_u \rightarrow \phi = 1.0 \quad \text{SNI 1729:2015 Pasal G2.1}$$

$$\phi_v V_n \geq V_u \rightarrow 1800 \text{ kg} \geq 3764.94 \text{ kg}$$

4.2.5 Perencanaan Balok Penumpu Tangga

Direncanakan memakai profil WF 200×150×6×9, dengan data sebagai berikut :

$$\begin{array}{llll}
 W = 30.6 \text{ kg/m} & t_f = 9 \text{ mm} & i_y = 3.61 \text{ cm} & S_y = 67.6 \text{ cm}^3 \\
 A = 38.8 \text{ cm}^2 & t_w = 6 \text{ mm} & I_x = 2690 \text{ cm}^4 & Z_x = 29.6 \text{ cm}^3 \\
 b = 150 \text{ mm} & r = 13 \text{ mm} & I_y = 507 \text{ cm}^4 & Z_y = 103 \text{ cm}^3 \\
 d = 194 \text{ mm} & i_x = 8.3 \text{ cm} & S_x = 277 \text{ cm}^3 & h = 152 \text{ mm}
 \end{array}$$

Berdasarkan hasil SAP2000, diperoleh gaya dalam maksimum sebagai berikut

$$M : 866.8 \text{ kgm}$$

$$V : 603.56 \text{ kg}$$

a. Kontrol Penampang

- Kontrol sayap

$$\frac{b}{2t_f} = \frac{150}{2x9} = 8.33$$

$$\lambda_p = 0.38 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 0.38 \sqrt{\frac{2 \times 10^5}{250}} = 10.75$$

- Kontrol badan

$$\frac{h}{t_w} = \frac{152}{6} = 25.33$$

$$\lambda_p = 3.76 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 3.76 \sqrt{\frac{2 \times 10^5}{250}} = 106.35$$

$$M_n = M_p = F_y Z_x \quad \text{SNI 1729:2015 F2.1}$$

$$M_n = 2500 \times 277 = 69250 \text{ kgcm} = 6925 \text{ kgm}$$

$$\phi_b M_n \geq M_u \rightarrow \phi = 0.9 \quad \text{SNI 1729:2015 F1}$$

$$\phi_b M_n \geq M_u \rightarrow 0.9 \times 21025 = 6232.5 \text{ kgm}$$

$$6232.5 \text{ kgm} \geq 866.8 \text{ kgm}$$

b. Kontrol Tekuk Lateral

$$L_b = 35 \text{ cm}$$

$$L_p = 196.6$$

$$L_b \leq L_p, \text{ keadaan batas dari tekuk torsi lateral tidak}$$

$$\text{boleh digunakan} \quad \text{SNI 1729:2015 F2.2}$$

c. Kontrol Geser

$$V_n = 0.6 F_y A_w C_v \quad \text{SNI 1729:2015 G2.1}$$

$$\frac{h}{t_w} = \frac{152}{6} = 25.33$$

$$2.24 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 2.24 \sqrt{\frac{2 \times 10^5}{250}} = 63.36$$

$$V_n = 0.6 \times 2500 \times 20 \times 0.6 \times 1 = 18000 \text{ kg}$$

$$\phi_v V_n \geq V_u \rightarrow \phi = 1.0 \quad \text{SNI 1729:2015 G2.1}$$

$$\phi_v V_n \geq V_u \rightarrow 18000 \text{ kg} \geq 603.56 \text{ kg}$$

d. Kontrol Lendutan

Batas lendutan maks (f_{ijin}) = $\frac{L}{360}$ SNI 1729:2015

6.4.3

$$f_{ijin} = \frac{L}{360} = \frac{300}{360} = 0.833 \text{ cm}$$

$$f^{\circ}_{sap} = 0.000621$$

$$f^{\circ} \leq f_{ijin} \rightarrow 0.000621 < 0.833$$

4.3 Perencanaan Balok Anak

4.3.1 Perencanaan Balok Anak Lantai Atap

Direncanakan memakai profil WF 400×200×7×11, dengan data sebagai berikut :

$$W = 56.6 \text{ kg/m} \quad t_f = 11 \text{ mm} \quad i_y = 4.48 \text{ cm} \quad S_y = 222 \text{ cm}^3$$

$$A = 72.16 \text{ cm}^2 \quad t_w = 7 \text{ mm} \quad I_x = 20000 \text{ cm}^4 \quad Z_x = 1010 \text{ cm}^3$$

$$b = 199 \text{ mm} \quad r = 16 \text{ mm} \quad I_y = 1450 \text{ cm}^4 \quad Z_y = 145 \text{ cm}^3$$

$$d = 396 \text{ mm} \quad i_x = 16.7 \text{ cm} \quad S_x = 1088 \text{ cm}^3 \quad h = 342 \text{ mm}$$

$$\text{BJ 41 : } f_y = 2500 \text{ kg/cm}^2 \quad f_r = 700 \text{ kg/cm}^2$$

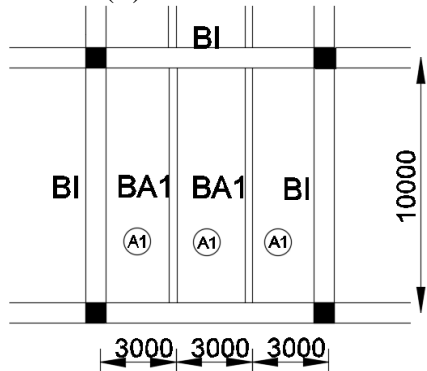
$$f_u = 4100 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{Beton : } f_c' = 300 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{tebal pelat} = 9 \text{ cm}$$

$$h_r = 5.3 \text{ cm}$$

$$\text{Panjang balok anak (L)} = 1000 \text{ cm}$$



Gambar 4.2 Denah balok anak atap

a. Kondisi Sebelum Komposit

1. Beban mati:

$$\begin{aligned}
 \text{Pelat bondek} &= 10.1 \times 3 &= 30.3 \text{ kg/m} \\
 \text{Pelat beton} &= 0.09 \times 3 \times 2400 &= 648 \text{ kg/m} \\
 \text{Balok anak} &&= \underline{56.6 \text{ kg/m}} + \\
 &&= 734.9 \text{ kg/m} \\
 \text{Sambungan} &= 10\% \times 734.9 &= \underline{73.49 \text{ kg/m}} + \\
 &&= 808.39 \text{ kg/m}
 \end{aligned}$$

2. Kombinasi Pembebanan

$$\begin{aligned}
 q_u &= 1.2q_d + 1.6q_l \\
 &= (1.2 \times 808.39) + (1.6 \times 0) \\
 &= 970.068 \text{ kg/m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 M_u &= \frac{1}{8} q_u L^2 \\
 &= \frac{1}{8} \times 970.068 \times (10^2) \\
 &= 12125.2 \text{ kgm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 V_u &= \frac{1}{2} q_u L \\
 &= \frac{1}{2} \times 970.068 \times 10 \\
 &= 48503.34 \text{ kg}
 \end{aligned}$$

➤ Kontrol Penampang

- Kontrol sayap

$$\frac{b}{2t_f} = \frac{199}{2 \times 11} = 9.045$$

$$\lambda_p = 0.38 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 0.38 \sqrt{\frac{2 \times 10^5}{250}} = 10.75$$

- Kontrol badan

$$\frac{h}{t_w} = \frac{342}{7} = 48.8$$

$$\lambda_p = 3.76 \sqrt{\frac{E}{fy}} = 3.76 \sqrt{\frac{2 \times 10^5}{250}} = 106.35$$

$$\frac{b}{2t_f} < \lambda_p \text{ dan } \frac{h}{t_w} < \lambda_p, \text{ penampang kompak}$$

$$M_n = M_p = F_y Z_x \quad \text{SNI 1729:2015 F2.1}$$

$$M_n = 2500 \times 1010 = 2525000 \text{ kgcm} = 25250 \text{ kgm}$$

$$\phi_b M_n \geq M_u \rightarrow \phi = 0.9 \quad \text{SNI 1729:2015 F1}$$

$$\phi_b M_n \geq M_u \rightarrow 0.9 \times 25250 = 22725 \text{ kgm}$$

$$22725 \text{ kgm} \geq 12135.2 \text{ kgm}$$

➤ Kontrol Tekuk Lateral

$$L_b = 35 \text{ cm}$$

$$L_p = 223.016$$

$$L_b \leq L_p, \text{ keadaan batas dari tekuk torsi lateral tidak boleh digunakan} \quad \text{SNI 1729:2015 F2.2}$$

➤ Kontrol Geser

$$V_n = 0.6 F_y A_w C_v \quad \text{SNI 1729:2015 G2.1}$$

$$\frac{h}{t_w} = \frac{342}{7} = 48.85$$

$$2.24 \sqrt{\frac{E}{fy}} = 2.24 \sqrt{\frac{2 \times 10^5}{250}} = 63.36$$

$$V_n = 0.6 \times 2500 \times 40 \times 0.7 \times 1 = 42000 \text{ kg}$$

$$\phi_v V_n \geq V_u \rightarrow \phi = 1.0 \quad \text{SNI 1729:2015 G2.1}$$

$$\phi_v V_n \geq V_u \rightarrow 42000 \text{ kg} \geq 4850.34 \text{ kg}$$

➤ Kontrol Lendutan

$$\text{Batas lendutan maks } (f_{ijin}) = \frac{L}{360} \quad \text{SNI 1729:2015 6.4.3}$$

$$f_{ijin} = \frac{L}{360} = \frac{1000}{360} = 2.77 \text{ cm}$$

$$\begin{aligned}
 f^{\circ} &= \frac{5}{384} x \frac{(q_D + q_L) x L^4}{E x I_x} \\
 &= \frac{5}{384} x \frac{(3) x 1000^4}{2 x 10^6 x 20000} \\
 &= 0.84 \\
 f^{\circ} &\leq f_{ijin} \rightarrow 0.97 < 2.77
 \end{aligned}$$

c. Kondisi Setelah Komposit

1. Beban mati

Rangka + Plafond = (7 + 11) x 3	= 54 kg/m
MEP = 25 x 3	= 75 kg/m
Pelat bondek = 10.1 x 3	= 30.30 kg/m
Pelat beton = 0.09 x 3 x 2400	= 648 kg/m
Balok anak	= 56.6 kg/m +
	= 863.9 kg/m
Sambungan = 10% x 863.9	= 86.39 kg/m +
	= 950.29 kg/m

2. Beban hidup

$$\begin{aligned}
 \text{Atap (SNI 1727:2013 Tabel 4-1)} \\
 &= 0.96 \text{ kN/m} \approx 100 \text{ kg/m}^2 \\
 &= 100 \text{ kg/m}^2 \times 3 \text{ m} \\
 &= 300 \text{ kg/m} \\
 q_u &= 1.2q_d + 1.6q_l \\
 &= 1.2 \times 950.29 + 1.6 \times 300 \\
 &= 2100.348 \text{ kg/m} \\
 M_u &= \frac{1}{8} \times q_u \times L^2 \\
 &= \frac{1}{8} \times 2100.348 \times 10^2 \\
 &= 26254.25 \text{ kgm} \\
 V_u &= \frac{1}{2} \times q_u \times L \\
 &= \frac{1}{2} \times 2100.348 \times 10 \\
 &= 10501.7
 \end{aligned}$$

➤ Menghitung Momen Nominal

- Lebar Efektif

$$b_{eff} \leq \frac{1}{4} x L = \frac{1}{4} x 1000 = 250$$

$$b_{eff} \leq S = 3m = 300 \text{ cm}$$

SNI 1729:2015 I3.1.1a

- Kriteria Penampang

$$\frac{H}{t_w} = \frac{342}{7} = 48.86$$

$$3.76 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 3.76 \sqrt{\frac{2 \times 10^5}{250}} = 106.35$$

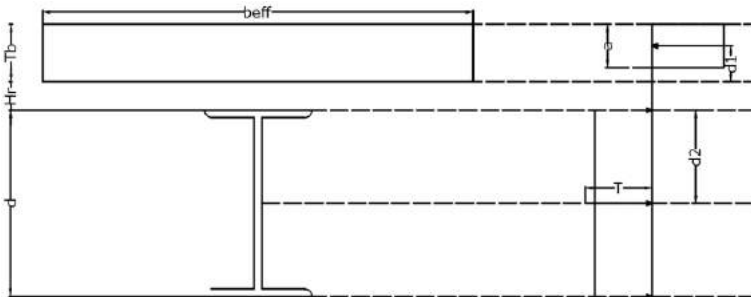
SNI 1729:2015 I3.2.2a

$$\begin{aligned} C &= 0.85 f_c' t_{plat} b_{eff} \\ &= 0.85 \times 300 \times (9 - 5.3) \times 250 \\ &= 235.875 \text{ kg} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} T &= A_s F_y \\ &= 72.16 \times 2500 \\ &= 180.4 \text{ kg} \end{aligned}$$

$T > C$ maka garis netral plastis terletak pada profil

$$a = \frac{180400}{0.85 f_c' b_{eff}}$$



$$\begin{aligned}
 &= \frac{180400}{0.85 \times 300 \times 250} \\
 &= 2.83 \text{ cm}
 \end{aligned}$$

$$d_1 = hr + tb - a/2 = 53 + 37 - 2.83/2 = 88.5 \text{ mm}$$

$$d_2 = \frac{D}{2} = \frac{400}{2} = 200 \text{ mm}$$

$$e = d_1 + d_2 = 88.5 + 200 = 288.6 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned}
 M_n = Txe &= 180400 \times 288.6 = 52063440 \text{ kgcm} \\
 &= 52063.44 \text{ kgm}
 \end{aligned}$$

$$\phi M_n \geq M_u \rightarrow \phi = 0.90$$

$$\phi M_n \geq M_u \rightarrow 0.90 \times 52063.44 = 46857.01 \text{ kgm}$$

$$46857.01 \geq 26254.25$$

➤ Kontrol Lentutan

- Transformasi Beton ke Baja

$$\begin{aligned}
 E_c &= 0.041 \times W_c^{1.5} \sqrt{f_c'} \\
 &= 0.041 \times (2400^{1.5}) \sqrt{30} \\
 &= 26403.5 \text{ Mpa}
 \end{aligned}$$

$$E_s = 200000$$

$$\begin{aligned}
 n &= \frac{E_s}{E_c} \\
 &= \frac{200000}{26403.5} \\
 &= 7.22
 \end{aligned}$$

$$b_{eff} = 300 \text{ cm}$$

$$\begin{aligned}
 b_{tr} &= \frac{b_{eff}}{n} \\
 &= \frac{300}{7.221} \\
 &= 41.55 \text{ cm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 A_{tr} &= b_{tr} \times t_{pelat} \\
 &= 41.55 \times 3.7 \\
 &= 153.74 \text{ cm}^2
 \end{aligned}$$

- Menentukan Garis Netral

$$\begin{aligned}
 y_{na} &= \frac{\left[A_{tr}x \frac{t_{pelat}}{2}\right] + \left[As \left(t_{pelat} + h_r + \frac{d}{2}\right)\right]}{(A_{tr} + As)} \\
 &= \frac{[284] + [2092.64]}{(225.9)} \\
 &= 10.52 \text{ cm}
 \end{aligned}$$

- Menentukan Nilai Momen Inersia

$$\begin{aligned}
 I_{tr} &= \left[\left(\frac{1}{12} x b_{tr} x t_{pelat}^3 \right) + A_{tr} \left(y_{na} - \frac{t_{pelat}}{2} \right)^2 \right] \\
 &\quad + \left[I_x + As \left(\left(t_{pelat} + h_r + \frac{d}{2} \right) - y_{na} \right)^2 \right] \\
 &= [(175.4) + (11556.46)] + [(20000) + (21771.89)] \\
 &= 12399.64 + 41771.9 \\
 &= 54171.53
 \end{aligned}$$

- Kontrol Lendutan

$$\begin{aligned}
 f_{ijin} &= \frac{L}{\frac{240}{1000}} \\
 &= \frac{240}{4.16} \\
 f^\circ &= \frac{5x(q_d + q_l)xL^4}{348xExI_{tr}} \\
 &= \frac{5x(8 + 3)x1000^4}{348x2x10^6x54171.53} \\
 &= 1.6 \\
 f^\circ &\leq f_{ijin} \rightarrow 1.46 \text{ cm} \leq 4.16 \text{ cm}
 \end{aligned}$$

➤ Kontrol Geser

$$V_n = 0.6F_y A_w C_v$$

SNI 1729:2015 Pasal G2.1

$$\frac{h}{t_w} = \frac{342}{7} = 48.85$$

$$2.24 \sqrt{\frac{E}{fy}} = 2.24 \sqrt{\frac{2 \times 10^5}{250}} = 63.36$$

$$V_n = 0.6 \times 2500 \times 40 \times 0.7 \times 1 = 42000 \text{ kg}$$

$$\phi_v V_n \geq V_u \rightarrow \phi = 1.0 \quad \text{SNI 1729:2015 Pasal G2.1}$$

$$\phi_v V_n \geq V_u \rightarrow 42000 \text{ kg} \geq 10501.7 \text{ kg}$$

d. Perencanaan Penghubung Geser

Direncanakan Penghubung geser yang dipakai adalah tipe stud, dengan data sebagai berikut:

$$ds = 16 \text{ mm}$$

$$Asc = 201.06 \text{ mm}^2$$

$$fu = 400 \text{ Mpa} \approx 40 \text{ kg/mm}^2$$

$$\begin{aligned} Ec &= 0.041 \times Wc^{1.5} \sqrt{f_c'} \\ &= 0.041 \times 2400^{1.5} \sqrt{30} \\ &= 26403.5 \text{ Mpa} \end{aligned}$$

$$Q_n = 0.5 A_{sc} \sqrt{f_c' Ec} \leq R_g R_p A_{sa} F_u \quad \text{SNI 1729:2015 I8.2a}$$

$$\begin{aligned} Q_n &= 0.5 \times 2883.4 \sqrt{30 \times 26403.5} = 91628.23 \\ &= 9162 \text{ kg/stud} \end{aligned}$$

$$R_g R_p A_{sa} F_u = 1 \times 0.75 \times 201.06 \times 41 = 6182.59 \text{ kg/stud}$$

$$Q_n = 6182.59 \text{ kg/stud}$$

$$N = \frac{V'}{Q_n} = \frac{235875}{618259} = 38$$

$$\text{Jarak penghubung geser (s)} = \frac{L'}{N} = \frac{1000}{19} = 52.63 \text{ cm}$$

Jadi penghubung geser dipasang setiap jarak 46 cm, sekaligus berfungsi sebagai penahan lateral pada balok

4.3.2 Perencanaan Balok Anak Lantai Dasar-15 tipikal

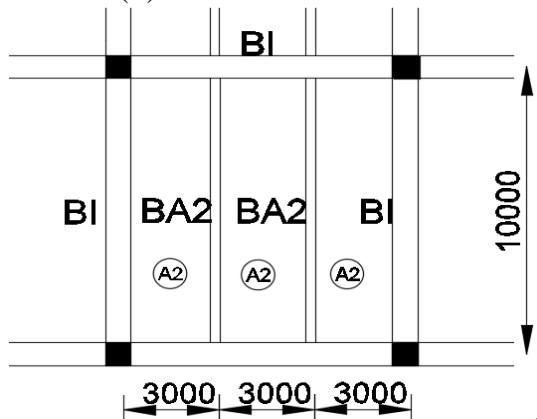
Direncanakan memakai profil WF 400×200×8×13, dengan data sebagai berikut :

$$\begin{array}{llll} W = 66.0 \text{ kg/m} & t_f = 13 \text{ mm} & i_y = 4.54 \text{ cm} & S_y = 266 \text{ cm}^3 \\ A = 84.1 \text{ cm}^2 & t_w = 8 \text{ mm} & I_x = 23700 \text{ cm}^4 & Z_x = 1190 \text{ cm}^3 \\ b = 200 \text{ mm} & r = 16 \text{ mm} & I_y = 1740 \text{ cm}^4 & Z_y = 174 \text{ cm}^3 \\ d = 400 \text{ mm} & i_x = 16.8 \text{ cm} & S_x = 1286 \text{ cm}^3 & h = 342 \text{ mm} \end{array}$$

$$\begin{array}{ll} \text{BJ 41 : } f_y = 2500 \text{ kg/cm}^2 & f_r = 700 \text{ kg/cm}^2 \\ & f_u = 4100 \text{ kg/cm}^2 \end{array}$$

$$\begin{array}{ll} \text{Beton : } f_c' = 300 \text{ kg/cm}^2 & \text{tebal pelat} = 9 \text{ cm} \\ & h_r = 5.3 \text{ cm} \end{array}$$

Panjang balok anak (L) = 1000 cm



Gambar 4.3 Denah balok anak lantai

a. Kondisi Sebelum Komposit

1. Beban mati:

Pelat bondek = 10.1×3	$= 30.3 \text{ kg/m}$
Pelat beton = $0.09 \times 3 \times 2400$	$= 648 \text{ kg/m}$
Balok anak	$= 66.0 \text{ kg/m} +$
	$= 744.3 \text{ kg/m}$

$$\begin{aligned}\text{Sambungan} &= 10\% \times 734.9 &= \frac{74.43 \text{ kg/m} +}{= 818.6 \text{ kg/m}}\end{aligned}$$

2. kombinasi pembebanan

$$\begin{aligned}q_u &= 1.2q_d + 1.6q_l \\ &= (1.2 \times 818.6) + (1.6 \times 0) \\ &= 982.32 \text{ kg/m}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}M_u &= \frac{1}{8} \times q_u \times L^2 \\ &= \frac{1}{8} \times 982.32 \times (10^2) \\ &= 12279 \text{ kgm}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}V_u &= \frac{1}{2} \times q_u \times L \\ &= \frac{1}{2} \times 982.32 \times 10 \\ &= 4911.6 \text{ kg}\end{aligned}$$

➤ Kontrol Penampang

• Kontrol sayap

$$\frac{b}{2t_f} = \frac{200}{2 \times 13} = 7.69$$

$$\lambda_p = 0.38 \sqrt{\frac{E}{fy}} = 0.38 \sqrt{\frac{2 \times 10^5}{250}} = 10.75$$

• Kontrol badan

$$\frac{h}{t_w} = \frac{342}{8} = 42.75$$

$$\lambda_p = 3.76 \sqrt{\frac{E}{fy}} = 3.76 \sqrt{\frac{2 \times 10^5}{250}} = 106.35$$

$$\frac{b}{2t_f} < \lambda_p \text{ dan } \frac{h}{t_w} < \lambda_p, \text{ penampang kompak}$$

$$M_n = M_p = F_y Z_x \quad \text{SNI 1729:2015 F2.1}$$

$$\begin{aligned}M_n &= 2500 \times 1190 = 2975000 \text{ kgcm} \\ &= 29750 \text{ kgm}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\phi_b M_n &\geq M_u \rightarrow \phi = 0.09 && \text{SNI 1729:2015 F1} \\ \phi_b M_n &\geq M_u \rightarrow 0.90 \times 29750 = 26775 \text{ kgm} \\ 26775 \text{ kgm} &\geq 12279 \text{ kgm}\end{aligned}$$

➤ Kontrol Tekuk Lateral

$$\begin{aligned}L_b &= 35 \text{ cm} \\ L_p &= 223.016 \\ L_b &\leq L_p, \text{ keadaan batas dari tekuk torsi lateral tidak} \\ &\text{boleh digunakan SNI 1729:2015 F2.2}\end{aligned}$$

➤ Kontrol Geser

$$\begin{aligned}V_n &= 0.6 F_y A_w C_v && \text{SNI 1729:2015 G2.1} \\ \frac{h}{t_w} &= \frac{342}{8} = 42.75 \\ 2.24 \sqrt{\frac{E}{f_y}} &= 2.24 \sqrt{\frac{2 \times 10^5}{250}} = 63.36 \\ V_n &= 0.6 \times 2500 \times 40 \times 0.8 \times 1 = 48000 \text{ kg} \\ \phi_v V_n &\geq V_u \rightarrow \phi = 1.0 && \text{SNI 1729:2015 G2.1} \\ \phi_v V_n &\geq V_u \rightarrow 48000 \text{ kg} \geq 4911.6 \text{ kg}\end{aligned}$$

➤ Kontrol Lendutan

$$\begin{aligned}\text{Batas lendutan maks } (f_{ijin}) &= \frac{L}{360} && \text{SNI 1729:2015 6.4.3} \\ f_{ijin} &= \frac{L}{360} = \frac{1000}{360} = 2.77 \text{ cm} \\ f^\circ &= \frac{5}{384} \times \frac{(q_D + q_L) \times L^4}{E I_x} \\ &= \frac{5}{384} \times \frac{(8.2) \times 1200^4}{2 \times 10^6 \times 23700} \\ &= 0. \\ f^\circ &\leq f_{ijin} \rightarrow 2.25 < 3.33\end{aligned}$$

b. Kondisi Setelah Komposit

1. Beban mati

$$\begin{aligned}
 \text{Rangka + Plafond} &= (7 + 11) \times 3 &= 54 \text{ kg/m} \\
 \text{MEP} &= 25 \times 3 &= 75 \text{ kg/m} \\
 \text{Pelat bondek} &= 10.1 \times 3 &= 30.30 \text{ kg/m} \\
 \text{Pelat beton} &= 0.09 \times 3 \times 2400 &= 648 \text{ kg/m} \\
 \text{Balok anak} &&= \underline{66.0 \text{ kg/m}} + \\
 &&= 873.3 \text{ kg/m} \\
 \text{Sambungan} &= 10\% \times 873.3 &= \underline{87.33 \text{ kg/m}} + \\
 &&= 960.63 \text{ kg/m}
 \end{aligned}$$

3. Beban hidup

Lantai Apartemen (SNI 1727:2013 Tabel 4-1)

$$\begin{aligned}
 &= 1.92 \text{ kN/m} \approx 200 \text{ kg/m}^2 \\
 &= 200 \text{ kg/m}^2 \times 3 \text{ m} \\
 &= 600 \text{ kg/m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 q_u &= 1.2q_d + 1.6q_l \\
 &= 1.2 \times 960.63 + 1.6 \times 600 \\
 &= 2112.756 \text{ kg/m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 M_u &= \frac{1}{8} \times q_u \times L^2 \\
 &= \frac{1}{8} \times 2112.756 \times 10^2 \\
 &= 26409.45 \text{ kgm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 V_u &= \frac{1}{2} \times q_u \times L \\
 &= \frac{1}{2} \times 2112.756 \times 10 \\
 &= 10563.78 \text{ kg}
 \end{aligned}$$

➤Menghitung Momen Nominal

• Lebar Efektif

$$b_{eff} \leq \frac{1}{4} \times L = \frac{1}{4} \times 1000 = 250$$

$$b_{eff} \leq S = 3m = 300 \text{ cm}$$

SNI 1729:2015 I3.1.1a

• Kriteria Penampang

$$\frac{H}{t_w} = \frac{342}{7} = 48.86$$

$$3.76 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 3.76 \sqrt{\frac{2 \times 10^5}{250}} = 106.35$$

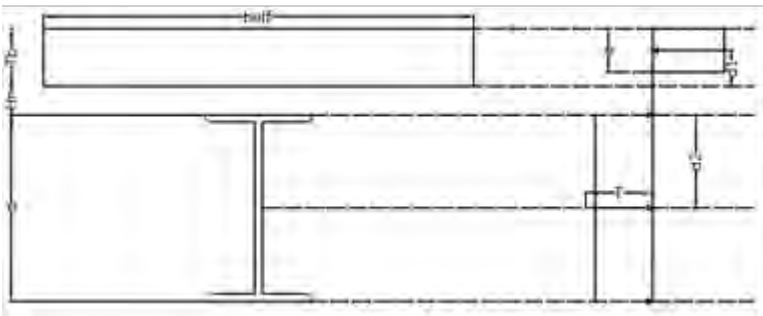
SNI 1729:2015 I3.2.2a

$$\begin{aligned} C &= 0.85 f c' t_{plat} b_{eff} \\ &= 0.85 \times 300 \times (9 - 5.3) \times 250 \\ &= 235.875 \text{ kg} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} T &= A_s F_y \\ &= 84.1 \times 2500 \\ &= 210.25 \text{ kg} \end{aligned}$$

$T > C$ maka garis netral plastis terletak pada profil

$$\begin{aligned} a &= \frac{A_s F_y}{0.85 f c' b_{eff}} \\ &= \frac{210250}{0.85 \times 300 \times 250} \\ &= 0.33 \text{ cm} \end{aligned}$$



$$d_1 = h r + t b - a/2 = 53 + 37 - 0.33/2 = 89.835 \text{ mm}$$

$$d_2 = \frac{D}{2} = \frac{400}{2} = 200 \text{ mm}$$

$$e = d_1 + d_2 = 89.835 + 200 = 289.83 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} M_n = T x e &= 210250 \times 289.83 = 60936757.5 \text{ kgcm} \\ &= 60936.75 \text{ kgm} \end{aligned}$$

$$\phi M_n \geq M_u \rightarrow \phi = 0.90$$

$$\phi M_n \geq M_u \rightarrow 0.90 \times 60936.75 = 54843.08 \text{ kgm}$$

$$54843.08 \geq 26254.25$$

➤ Kontrol Lendutan

- Transformasi Beton ke Baja

$$\begin{aligned} E_c &= 0.041xWc^{1.5}\sqrt{f'c'} \\ &= 0.041x(2400^{1.5})\sqrt{30} \\ &= 26403,5 \text{ Mpa} \end{aligned}$$

$$E_s = 200000$$

$$\begin{aligned} n &= \frac{E_s}{E_c} \\ &= \frac{200000}{26403,5} \\ &= 7.22 \end{aligned}$$

$$b_{eff} = 250 \text{ cm}$$

$$\begin{aligned} b_{tr} &= \frac{b_{eff}}{n} \\ &= \frac{250}{7.221} \\ &= 34.62 \text{ cm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} A_{tr} &= b_{tr} \times t_{pelat} \\ &= 34.62 \times 3.7 \\ &= 128.11 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

- Menentukan Garis Netral

$$\begin{aligned} y_{na} &= \frac{\left[A_{tr} \times \frac{t_{pelat}}{2} \right] + \left[A_s \left(t_{pelat} + h_r + \frac{d}{2} \right) \right]}{(A_{tr} + A_s)} \\ &= \frac{[237] + [2439.48]}{(212.23)} \\ &= 12.61 \text{ cm} \end{aligned}$$

- Menentukan Nilai Momen Inersia

$$\begin{aligned}
I_{tr} &= \left[\left(\frac{1}{12} x b_{tr} x t_{pelat}^3 \right) + A_{tr} \left(y_{na} - \frac{t_{pelat}}{2} \right)^2 \right] \\
&\quad + \left[I_x + A_s \left(\left(t_{pelat} + h_r + \frac{d}{2} \right) - y_{na} \right)^2 \right] \\
&= [(146.13) + (14832.26)] + [(23700) + (22597.33)] \\
&= 14978.39 + 46297.33 \\
&= 61275.72
\end{aligned}$$

- Kontrol Lendutan

$$\begin{aligned}
f_{ijin} &= \frac{L}{\frac{240}{1000}} \\
&= \frac{240}{4.16} \\
f^\circ &= \frac{5x(q_d + q_l)xL^4}{348xExI_{tr}} \\
&= \frac{5x(9,6+6)x1000^4}{348x2x10^6x61275.72} \\
&= 1.94 \\
f^\circ &\leq f_{ijin} \rightarrow 1.94 \leq 4.16
\end{aligned}$$

- Kontrol Geser

$$V_n = 0.6F_y A_w C_v \quad \text{SNI 1729:2015 Pasal G2.1}$$

$$\frac{h}{t_w} = \frac{342}{7} = 48.85$$

$$2.24 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 2.24 \sqrt{\frac{2x10^5}{250}} = 63.36$$

$$V_n = 0.6x2500x40x0.7x1 = 42000 \text{ kg}$$

$$\phi_v V_n \geq V_u \rightarrow \phi = 1.0 \text{ SNI 1729:2015 Pasal G2.1}$$

$$\phi_v V_n \geq V_u \rightarrow 42000 \text{ kg} \geq 9722.008 \text{ kg}$$

4.3.3 Perencanaan Penghubung Geser

Direncanakan Penghubung geser yang dipakai adalah tipe stud, dengan data sebagai berikut:

$$\begin{aligned}
ds &= 16mm \\
Asc &= 201.06 mm^2 \\
fu &= 400 Mpa \approx 40 kg/mm^2 \\
Ec &= 0.041 \times Wc^{1.5} \sqrt{f_c'} \\
&= 0.041 \times 2400^{1.5} \sqrt{30} \\
&= 26403.5 Mpa
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
Q_n &= 0.5A_{sc}\sqrt{f_c'Ec} \leq R_gR_pA_{sa}F_u \quad \text{SNI 1729:2015 I8.2a} \\
Q_n &= 0.5 \times 2883,4 \sqrt{30 \times 26403.5} = 91628.23N \\
&= 9162 kg/stud \\
R_gR_pA_{sa}F_u &= 1 \times 0.75 \times 201.06 \times 41 = 6182.59 kg/stud \\
Q_n &= 6182.59 kg/stud
\end{aligned}$$

$$N = \frac{V'}{Q_n} = \frac{210250}{618259} = 34 \text{ buah}$$

$$\text{Jarak penghubung geser (s)} = \frac{L'}{N} = \frac{1000}{17} = 59 \text{ cm}$$

Jadi penghubung geser dipasang setiap jarak 46 cm, sekaligus berfungsi sebagai penahan lateral pada balok

4.4 Perencanaan Struktur Balok Lift

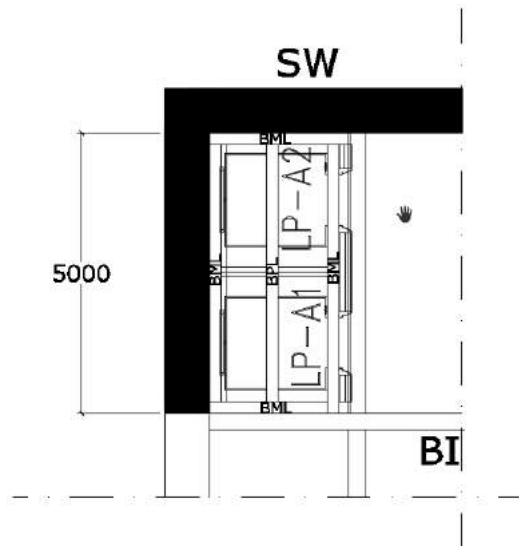
Data Perencanaan

Perencanaan balok Lift meliputi balok penumpu dan balok penggantung lift pada bangunan ini menggunakan lift penumpang produksi Sigma Elevator Company. Data-data lift yang digunakan adalah sebagai berikut (untuk 2 car)

Tipe lift	: PM Gearless Elevator Iris NV
Merk	: Sigma
Kecepatan	: 60 m/min
Kapasitas	: 15 Orang (1000 kg)
Lebar pintu	: 900mm
Dimensi Sangkar	: inside 1600mm x 1450mm

Dimensi ruang luncur : Outside 1650mm x 1632mm
 : 4600mm x 1900mm
 Beban reaksi ruang mesin : $R_1 = 5450 \text{ kg}$
 : $R_2 = 4300 \text{ kg}$
 Beban terpusat : $P = \Sigma R x \Psi$
 PPIUG 1983 Ps. 3.3.(3)

$$\begin{aligned}
 &= (8500 + 6400) \times (1 + 0.6 \times 1.3 \times 1) \\
 &= 8850 \times 1.78 \\
 &= 15735 \text{ kg}
 \end{aligned}$$



Gambar 4.4 Denah Balok Lift

4.4.1 Perencanaan Balok Penggantung Lift Dan balok Ruang Mesin

Direncanakan memakai profil WF 400×200×8×13, dengan data sebagai berikut :

$$W = 66.0 \text{ kg/m} \quad t_f = 13 \text{ mm} \quad i_y = 4.54 \text{ cm} \quad S_y = 266 \text{ cm}^3$$

$A = 84.1 \text{ cm}^2$ $t_w = 8 \text{ mm}$ $I_x = 23700 \text{ cm}^4$ $Z_x = 1190 \text{ cm}^3$
 $b = 200 \text{ mm}$ $r = 16 \text{ mm}$ $I_y = 1740 \text{ cm}^4$ $Z_y = 174 \text{ cm}^3$
 $d = 400 \text{ mm}$ $i_x = 16.8 \text{ cm}$ $S_x = 1286 \text{ cm}^3$ $h = 342 \text{ mm}$
 BJ 41 : $f_y = 2500 \text{ kg/cm}^2$
 Panjang balok anak (L) = 500 cm

1. Beban mati:

$$\begin{aligned}
 \text{Pelat bondek} &= 10.1 \times 2.5 &= 25.5 \text{ kg/m} \\
 \text{Pelat beton} &= 0.09 \times 2.5 \times 2400 &= 540 \text{ kg/m} \\
 \text{Balok anak} &&= \underline{66.0 \text{ kg/m}} + \\
 &&= 631.5 \text{ kg/m} \\
 \text{Sambungan} &= 10\% \times 631.5 &= \underline{63.15 \text{ kg/m}} + \\
 &&= 694.65 \text{ kg/m} \\
 \text{Beban Terpusat Lift} &&= 15735 \text{ kg}
 \end{aligned}$$

2. kombinasi pembebanan

$$\begin{aligned}
 q_u &= 1.2q_d + 1.6q_l \\
 &= (1.2 \times 694.65) \\
 &= 833.58 \text{ kg/m} \\
 M_u &= \frac{1}{8} \times q_u \times L^2 + \frac{1}{4} \times P \times L \\
 &= \frac{1}{8} \times 833.58 \text{ kg} \times (5^2) + \frac{1}{4} \times 15735 \times 5 \\
 &= 22273.6875 \text{ kgm} \\
 V_u &= \left(\frac{1}{2} \times q_u \times L\right) + \frac{1}{2} \times P \\
 &= \frac{1}{2} \times 833.58 \times 5 + \frac{1}{2} \times 15735 \\
 &= 41793.3 \text{ kg}
 \end{aligned}$$

➤ Kontrol Penampang

- Kontrol sayap

$$\frac{b}{2t_f} = \frac{200}{2 \times 13} = 7.69$$

$$\lambda_p = 0.38 \sqrt{\frac{E}{fy}} = 0.38 \sqrt{\frac{2 \times 10^5}{250}} = 10.75$$

- Kontrol badan

$$\frac{h}{t_w} = \frac{342}{8} = 42.75$$

$$\lambda_p = 3.76 \sqrt{\frac{E}{fy}} = 3.76 \sqrt{\frac{2 \times 10^5}{250}} = 106.35$$

$$\frac{b}{2t_f} < \lambda_p \text{ dan } \frac{h}{t_w} < \lambda_p, \text{ penampang kompak}$$

$$M_n = M_p = F_y Z_x \quad \text{SNI 1729:2015 F2.1}$$

$$M_n = 2500 \times 1190 = 2975000 \text{ kgcm} = 29750 \text{ kgm}$$

$$\phi_b M_n \geq M_u \rightarrow \phi = 0.09$$

SNI 1729:2015 Pasal F1

$$\phi_b M_n \geq M_u \rightarrow 0.90 \times 29750 = 26775 \text{ kgm}$$

$$26775 \text{ kgm} \geq 22273.687 \text{ kgm}$$

➤ Kontrol Tekuk Lateral

$$L_b = 35 \text{ cm}$$

$$L_p = 223.016$$

$L_b \leq L_p$, keadaan batas dari tekuk torsi lateral tidak boleh digunakan SNI 1729:2015 F2.2

➤ Kontrol Geser

$$V_n = 0.6 F_y A_w C_v$$

SNI 1729:2015 G2.1

$$\frac{h}{t_w} = \frac{342}{8} = 42.75$$

$$2.24 \sqrt{\frac{E}{fy}} = 2.24 \sqrt{\frac{2 \times 10^5}{250}} = 63.36$$

$$V_n = 0.6 \times 2500 \times 40 \times 0.8 \times 1 = 48000 \text{ kg}$$

$$\phi_v V_n \geq V_u \rightarrow \phi = 1.0 \quad \text{SNI 1729:2015 G2.1}$$

$$\phi_v V_n \geq V_u \rightarrow 48000 \text{ kg} \geq 41793.3 \text{ kg}$$

➤ Kontrol Lendutan

$$\text{Batas lendutan maks } (f_{ijin}) = \frac{L}{360} \quad \text{SNI 1729:2015 6.4.3}$$

$$f_{ijin} = \frac{L}{360} = \frac{500}{360} = 1.4 \text{ cm}$$

$$\begin{aligned} f^\circ &= \frac{5}{384} \times \frac{(q_D + q_L) \times L^4}{E \times I_x} \\ &= \frac{5}{384} \times \frac{(6.9) \times 500^4}{2 \times 10^6 \times 23700} + \frac{1}{48} \times \frac{157.35 \times 500^3}{2 \times 10^6 \times 23700} \\ &= 0. \end{aligned}$$

$$f^\circ \leq f_{ijin} \rightarrow 0.98 \text{ cm} < 1.4 \text{ cm}$$

BAB V

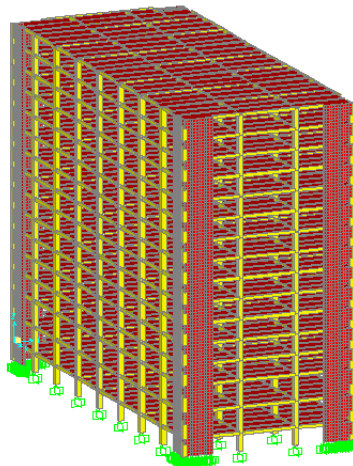
PERENCANAAN STRUKTUR PRIMER

5.1 Umum

Dalam perencanaan gedung bertingkat perlu dilakukan adanya perencanaan pembebanan gravitasi maupun pembebanan gempa. Hal ini bertujuan agar struktur gedung tersebut mampu untuk memikul beban yang terjadi. Pembebanan gravitasi mengacu pada ketentuan SNI 1727:2013 serta SNI 2847:2013, dan pembebanan gempa dengan mengacu pada SNI 1726:2012, yang di dalamnya terdapat ketentuan dan persyaratan perhitungan beban gempa.

5.2 Permodelan Struktur

Dalam perhitungan analisis beban gempa perlu suatu pemodelan struktur. Struktur pemodelan gedung memiliki total 34 dan 1 basement lantai dengan tinggi total gedung $\pm 54.5\text{m}$. Pemodelan gedung berlokasi di Suarabaya.



Gambar 5.1 Permodelan Struktur pada SAP 2000

5.3 Data Gedung

Data-data perencanaan Gedung One East Residence Surabaya yang direncanakan dalam struktur adalah sebagai berikut:

- Mutu baja : BJ41
- Mutu beton (f_c') : 30 MPa
- Lebar : 30 m
- Panjang : 72 m
- Tinggi total : 54.5 m
- Tinggi antar lantai
 - Lantai basement : 3 m
 - Lantai 1-3 : 4.5 m
 - Lantai 3-15 : 3.5 m
- Tebal pelat
 - Pelat atap : 9 cm
 - Pelat lantai : 9 cm
- Dimensi kolom
 - Beton : 75x75 cm
 - Profil : K 588x300x12x20
- Dimensi balok induk : WF 600x200x11x17
- Dimensi balok anak
 - Atap : WF 400x200x7x11
 - Lantai : WF 400x200x8x13
- Profil balok tangga
 - Utama : WF 400x200x5.5x8
 - Penumpu : WF 250x125x6x9

5.4 Pembebanan Gravitasi

Pembebanan Gravitasi berupa beban mati dan beban hidup yang bekerja pada gedung. Beban mati dan hidup yang dipehitungkan berupa :

- Beban Mati (PPIUG 1983)
 - Berat sendiri beton : 2400 kg/m²
 - Tegel : 24 kg/m²
 - Plafond : 11 kg/m²
 - Penggantung : 1 kg/m²
 - Plumbing +ducting : 25 kg/m²
 - Dinding : 40 kg/m²
- Beban Hidup (SNI 1727 : 2013)
 - Lantai Atap : 100 kg/m²
 - Lantai Apartement : 200 kg/m²
 - Lantai Parkir : 1,92 kN/m²

Dari analisa yang telah dilakukan berikut adalah rekap pembebanan gravitasi pada gedung One East Residence.

Lantai	Beban Mati + Hidup
Atap	1193248.80
15	1469727.10
14	1469727.10
13	1469727.10
12	1469727.10
11	1469727.10
10	1469727.10
9	1469727.10
8	1469727.10
7	1469727.10
6	1469727.10
5	1469727.10
4	1469727.10
3	1469727.10
2	1551554.30
dasar	1551554.30
Σ	23402809.76

Didapatkan total beban mati dan beban hidup sebesar 23402809.76 kg

Pembebanan yang diinputkan pada SAP 2000 haruslah mendekati yang telah di hitung secara manual sehingga pembebanan pada SAP 2000 dapat dikatakan benar. Berikut adalah pembebanan gravitasi yang didapatkan dari SAP 2000

Didapatkan total beban mati (DEAD dan DEAD ++) dan beban hidup sebesar Jadi total beban gravitasi pada SAP 2000 (1D+1L) sebesar **23103165.58 kg**.

Sehingga didapatkan sebagai berikut

$$W_{\text{total Manual}} = 23402809.76 \text{ kg}$$

$$W_{\text{total SAP}} = 23103165.58 \text{ kg}$$

Selisih perhitungan manual dengan SAP = **1.3%**

Jadi dapat dikatakan bahwa pembebanan gravitasi pada SAP 2000 sudah **benar**.

5.5 Pembebanan Gempa Dinamis

Pembebanan gempa dengan mengacu pada SNI 1726:2012, yang di dalamnya terdapat ketentuan dan persyaratan perhitungan beban gempa.

Mengacu pada SNI 1726:2012 Ps.7.8.4.2 pada pemodelan SAP2000 bangunan harus mengakomodir torsi tidak terduga sebesar 5%. Desain harus menyertkan momen torsi bawaan yang dihasilkan dari struktur ditambah momen torsi tidak terduga yang disebabkan oleh perpindahan pusat massa dari lokasi aktualnya yang diasumsikan pada masing-masing arah dengan jarak sama dengan 5% dimensi struktur tegak lurus terhadap arah gaya yang ditetapkan.

5.5.1 Faktor Keutamaan Gempa

Faktor keutamaan gempa seperti yang telah di bahas pada Subab 2.9.1 ditentukan dari jenis pemanfaatan gedung sesuai dengan kategori resiko pada peraturan. Kategori resiko untuk

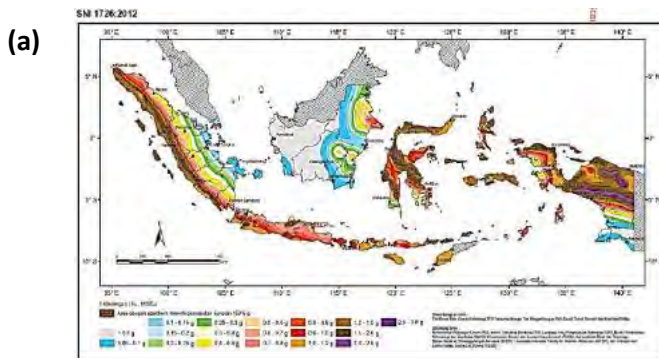
gedung apartemen masuk dalam kategori resiko II dengan fator keutamaan gempa (I) **1,0**.

a. Kelas Situs

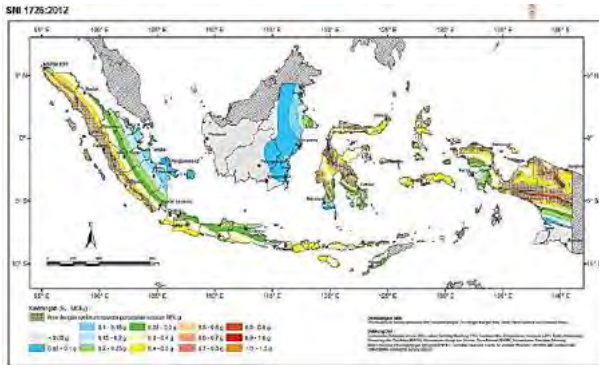
Kelas situs ditentukan berdasarkan data tanah yang didapat dari proses pengumpulan data. Pada proyek pembangunan gedung *One East Residence* didapatkan berdasarkan nilai N (tes N_{spt}) lebih besar dari 15 jadi dapat dikatakan tanah termasuk dalam kelas situs **SD** (Tanah sedang).

b. Parameter Respon Spectral

Sebagai input data pada SAP 2000, diperlukan data Percepatan Respon Spektrum (MCE). Penentuan wilayah gempa dapat dilihat pada gambar dibawah ini :



(b)



Gambar 5.2 Peta untuk menentukan:

(a) perioda pendek 0.2 detik (S_s); (b) perioda 1 detik (S_1)

S_s , Gempa Maksimum yang dipertimbangkan resiko tersesuaian (MCE_R). Parameter gerak tanah, untuk percepatan respons spektral 0,2 detik dalam g, (5% redaman kritis), Kelas situs SB. Dari gambar **5.2 a** untuk daerah Surabaya didapatkan nilai $S_s = 0.66$ g.

S_1 , Gempa maksimum yang dipertimbangkan resiko tersesuaian (MCE_R) parameter gerak tanah, untuk percepatan respons spektral 1 detik dalam g (5% redaman kritis), kelas situs SB. Dari gambar **5.2 b** untuk wilayah Suarabaya $S_1 = 0,25$ g

c. Parameter Percepatan Spectral Desain

Tabel 5.1 Koefisien Situs, F_a

Kelas situs	Parameter respons spektral percepatan gempa (MCE_{II}) terpetakan pada periode pendek, $T=0,2$ detik, S_s				
	$S_s \leq 0,25$	$S_s = 0,5$	$S_s = 0,75$	$S_s = 1,0$	$S_s \geq 1,25$
SA	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8
SB	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
SC	1,2	1,2	1,1	1,0	1,0
SD	1,6	1,4	1,2	1,1	1,0
SE	2,5	1,7	1,2	0,9	0,9
SF	SS				

Tabel 5.2 Koefisien Situs, F_a

Kelas situs	Parameter respons spektral percepatan gempa MCE_s terpetakan pada periode 1 detik, S_1				
	$S_1 \leq 0,1$	$S_1 = 0,2$	$S_1 = 0,3$	$S_1 = 0,4$	$S_1 \geq 0,5$
SA	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8
SB	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
SC	1,7	1,6	1,5	1,4	1,3
SD	2,4	2	1,8	1,6	1,5
SE	3,5	3,2	2,8	2,4	2,4
SF	SS				

Seperti yang telah dibahas pada Subab 2.9.4 didapatkan parameter percepatan spektra disain untuk periode pendek 0,2 detik (S_{DS}) dan periode 1 detik (S_{D1}) adalah sebagai berikut

$$S_{MS} = F_a S_s = 1 \times 0,66 = 0,66$$

$$S_{M1} = F_v S_1 = 3 \times 0,25 = 0,75$$

sehingga

$$S_{DS} = \frac{2}{3} S_{MS} = \frac{2}{3} \times 0,66 = 0,4$$

$$S_{D1} = \frac{2}{3} S_{M1} = \frac{2}{3} \times 0,75 = 0,5$$

Untuk periode pendek 0,2 detik (S_s) sebesar 0,66g dan parameter respon spectral percepatan gempa terpetakan untuk periode 1 detik (S_1) sebesar 0,25g dengan kelas situs SE didapatkan daerah Jakarta memiliki S_{DS} sebesar **0,4** dan S_{D1} sebesar **0,5**.

d. **Kategori Desain Seismik**

Tabel 5.3 Kategori Desain Seismik Fa Periode 0,2 detik

Nilai S_{DS}	Kategori risiko	
	I atau II atau III	IV
$S_{DS} < 0,167$	A	A
$0,167 \leq S_{DS} < 0,33$	B	C
$0,33 \leq S_{DS} < 0,50$	C	D
$0,50 \leq S_{DS}$	D	D

Tabel 5.4 Kategori Desain Seismik Fv Periode 1 detik

Nilai S_{D1}	Kategori risiko	
	I atau II atau III	IV
$S_{D1} < 0,167$	A	A
$0,067 \leq S_{D1} < 0,133$	B	C
$0,133 \leq S_{D1} < 0,20$	C	D
$0,20 \leq S_{D1}$	D	D

Tabel 5.5 Faktor R, Cd dan Ω_0 Sistem Penahan Gaya Gempa

Sistem penahan gaya seismik	R_s faktor reduksi tegangan	Ω_0 faktor reduksi periode	C_s faktor reduksi desain	B	C	D_s faktor reduksi desain	E_s faktor reduksi desain	F_s faktor reduksi desain
D. Sistem ganda dengan rangka pemikul momen khusus yang mampu menahan paling sedikit 25 persen gaya gempa yang ditetapkan								
1. Rangka baja dengan bresing eksentris	8	2%	4	TB	TB	TB	TB	TB
2. Rangka baja dengan bresing konsentris khusus	7	2%	5%	TB	TB	TB	TB	TB
3. Dinding geser beton bertulang khusus	7	2%	5%	TB	TB	TB	TB	TB
4. Dinding geser beton bertulang biasa	6	2%	5	TB	TB	TI	TI	TI
5. Rangka baja dan beton komposit dengan bresing eksentris	8	2%	4	TB	TB	TB	TB	TB
6. Rangka baja dan beton komposit dengan bresing konsentris khusus	6	2%	5	TB	TB	TB	TB	TB
7. Dinding geser pelat baja dan beton komposit	7%	2%	6	TB	TB	TB	TB	TB
8. Dinding geser baja dan beton komposit khusus	7	2%	6	TB	TB	TB	TB	TB
9. Dinding geser baja dan beton komposit biasa	6	2%	5	TB	TB	TI	TI	TI
10. Dinding geser batu bata bertulang khusus	5%	3	5	TB	TB	TB	TB	TB
11. Dinding geser batu bata bertulang menengah	4	3	3%	TB	TB	TI	TI	TI
12. Rangka baja dengan bresing tekekang terhadap tekuk	8	2%	5	TB	TB	TB	TB	TB
13. Dinding geser pelat baja khusus	8	2%	6%	TB	TB	TB	TB	TB

Seperti yang telah di bahas pada subab 2.9.5, kategori desain seismik dibagi berdasarkan tabel 2.6 Untuk S_{DS} sebesar 0,4 dan S_{D1} sebesar 0,5 dan kategori resiko II kategori desain seismik tergolong kategori D. Untuk kategori D tipe struktur menggunakan Sistem Ganda yaitu rangka baja dan beton komposit dengan bresing konsentris khusus.

e. Respon Spektrum Desain

Untuk perioda yang lebih kecil dari T_0 , respons percepatan desain, S_a , harus diambil dari persamaan :

$$S_a = S_{DS} \cdot \left(0,4 + 0,6 \cdot \frac{T}{T_0} \right)$$

Untuk perioda lebih besar dari atau sama dengan T_0 dan lebih kecil dari atau sama dengan T_s , spectrum respons percepatan desain

$$S_a = S_{DS}$$

Untuk perioda lebih besar dari T_s , respons percepatan desain, S_a , harus diambil dari persamaan :

$$S_a = \frac{S_{D1}}{T}$$

Dimana

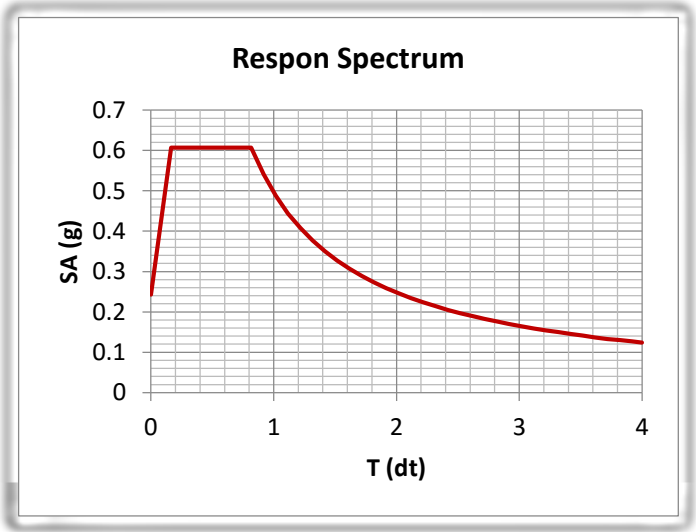
$$T_0 = 0,2 \frac{S_{D1}}{S_{DS}} = 0,166 \text{ dt}$$

$$T_s = \frac{S_{D1}}{S_{DS}} = 0.833 \text{ dt}$$

Sehingga didapatkan respon spektrum desain sebagai berikut :

Tabel 5.6 Respon Spektrum Desain

T (dt)	Sa (g)	T (dt)	Sa (g)	T (dt)	Sa (g)
0.000	0.243	1.923	0.291	3.123	0.179
0.185	0.607	2.023	0.277	3.223	0.174
0.923	0.607	2.123	0.264	3.323	0.168
1.023	0.548	2.223	0.252	3.423	0.164
1.123	0.499	2.323	0.241	3.523	0.159
1.223	0.458	2.423	0.231	3.623	0.155
1.323	0.423	2.523	0.222	3.723	0.150
1.423	0.394	2.623	0.213	3.823	0.146
1.523	0.368	2.723	0.206	3.923	0.143
1.623	0.345	2.823	0.198	4.000	0.140
1.723	0.325	2.923	0.192		
1.823	0.307	3.023	0.185		



Gambar 5.3 Grafik Respon Spektrum Desain

f. Kontrol Waktu Getar Alami Fundamental (T)

$$T = T_a \times C_u$$

$$T_a = C_t x H n^x$$

Tipe struktur	C_t	x
Sistem rangka pemikul momen di mana rangka memikul 100 persen gaya gempa yang disyaratkan dan tidak dilingkupi atau dihubungkan dengan komponen yang lebih kaku dan akan mencegah rangka dari defleksi jika dikenai gaya gempa:		
Rangka baja pemikul momen	0,0724 ⁴³	0,8
Rangka beton pemikul momen	0,0488 ⁴³	0,9
Rangka baja dengan bresing eksentris	0,0731 ⁴³	0,75
Rangka baja dengan bresing terkekang terhadap tekuk	0,0731 ⁴³	0,75
Semua sistem struktur lainnya	0,0488 ⁴³	0,75

Nilai C_t didapat 0.0731

Maka didapat nilai T_a dengan persamaan berikut

$$T_a = C_t x H n^x$$

$$T_a = 0.073 x 54.5^{0.75}$$

$$T_a = 1.464$$

Sehingga T yang nantinya didapat dari analisa SAP2000 harus kurang dari $C_u x T_a$

$$T < 1.4 x 1.462 = 2.064$$

Tabel 5.7 Modal Periode dan Frekuensi

TABLE: Modal Periods And Frequencies						
OutputCase	StepType	StepNum	Period	Frequency	CircFreq	Eigenvalue
Text	Text	Unitless	Sec	Cyc/sec	rad/sec	rad2/sec2
MODAL	Mode	1	1.946155	0.51383	3.2285	10.423
MODAL	Mode	2	1.750422	0.57129	3.5895	12.885
MODAL	Mode	3	1.152104	0.86798	5.4537	29.742
MODAL	Mode	4	0.516513	1.9361	12.165	147.98
MODAL	Mode	5	0.473806	2.1106	13.261	175.86
MODAL	Mode	6	0.296892	3.3682	21.163	447.88
MODAL	Mode	7	0.249151	4.0136	25.218	635.96
MODAL	Mode	8	0.241662	4.138	26	676
MODAL	Mode	9	0.183455	5.4509	34.249	1173
MODAL	Mode	10	0.179459	5.5723	35.012	1225.8
MODAL	Mode	11	0.17315	5.7753	36.287	1316.8
MODAL	Mode	12	0.170462	5.8664	36.86	1358.6

T terbesar yang didapat dari analisis SAP = 1.946155dt
maka:

$$T_a < T_{Sap} < C_u T_{a_x}$$

$$1.464dt < 1.946 dt < 2.049 dt \dots \text{OK!}$$

g. Kontrol Gaya Geser Dasar (*Base Shear*)

Koefisien respons seismik, C_s , harus ditentukan sesuai dengan SNI 1726:2012 pasal 7.8.1.1. Nilai R yang dipakai yaitu R untuk sistem ganda dengan rangka baja dan beton komposit dengan bresing konsentris khusus= 6.

SNI 1726:2012 Tabel 9

$$C_s = \frac{S_{D1}}{T \cdot \left(\frac{R}{I_0}\right)}$$

$$S_{D1} = 0,5$$

$$I_0 = 1$$

$$R = 6$$

$$T = 1.9$$

$$C_s = \frac{0,5}{1.9 \cdot \left(\frac{6}{1}\right)} = 0.0733$$

Dan nilai C_s tidak lebih dari

$$C_s = \frac{S_{DS}}{\left(\frac{R}{I_0}\right)}$$

$$S_{DS} = 0,44$$

$$I_0 = 1$$

$$R = 6$$

$$C_s = \frac{0,442}{\left(\frac{6}{1}\right)} = 0,0438$$

Dan nilai C_s tidak kurang dari

$$C_s = 0,044 S_{DS} I_e$$

$$C_s = 0,044 \cdot 0.4 \cdot 1 = 0.0176$$

Maka nilai C_s diambil **0,0438**

Untuk perhitungan gempa faktor reduksi beban hidup untuk bangunan apartemen sebesar 0,3, sehingga didapatkan berat seismic efektif bangunan (W) sebagai berikut

Tabel 5.8 Berat Efektif Struktur

OutputCase	CaseType	GlobalFZ
Text	Text	Kgf
1D+0.3L	Combination	18602831

Gaya geser yang telah didapatkan dari perhitungan di atas akan didistribusikan secara vertikal ke masing-masing lantai sesuai dengan SNI 1726:2012.

$$V = C_s W$$

dimana:

$$C_s = 0,0438$$

$$W = 18602831 \text{ kN}$$

$$V = C_s W$$

$$V = 0.0438 \times 18230998 = 799605.2 \text{ kN}$$

Jika kombinasi respons untuk geser dasar ragam (V_t) lebih kecil 85 persen dari geser dasar yang dihitung (V) menggunakan prosedur gaya lateral ekuivalen, maka gaya harus dikalikan dengan $0,85V/V_t$ (SNI 1726:2012 Pasal 7.9.4.1). Dari hasil analisa struktur menggunakan program bantu SAP didapatkan gaya geser dasar ragam (V_t) sebagai berikut :

Tabel 5.9 Reaksi Beban Gempa Arah X dan Y

Beban	Global FX (kg)	Global FY (kg)
Gempa Arah X	270872.88	41518.260
Gempa Arah Y	1518.26	282508.95

$$V = 799605.2 \text{ kg}$$

$$V_{xt} = 270872.880 \text{ kg}$$

$$V_{yt} = 282508.950 \text{ kg}$$

Maka untuk arah x,

$$V_{xt} > 0,85V$$

$$270872.880 \text{ kg} > 0,85 \times 799605.2 \text{ kg}$$

$270872.880 \text{ kg} > 679664.4174 \text{ kg}$...**Not OK!**

Maka untuk arah y,

$$V_{yt} > 0,85V$$

$$282508.950 \text{ kg} > 0,85 \times 799605.2 \text{ kg}$$

$$282508.950 \text{ kg} > 679664.4174 \text{ kg}$$
 ...**Not OK!**

Oleh karena itu, untuk memenuhi persyaratan SNI 03-1726:2012 Pasal 7.9.4.1, maka gaya geser tingkat nominal akibat gempa rencana struktur gedung hasil analisis harus dikalikan dengan faktor skala $0,85V/V_t$

Arah x :

$$\frac{0,85 \cdot V}{V_{xt}} = \frac{679664.4174}{270872.880} = 2.510$$

Arah y :

$$\frac{0,85 \cdot V}{V_{yt}} = \frac{645028.3338}{282508.950} = 2.406$$

Setelah didapatkan faktor skala untuk masing-masing arah pembebanan, selanjutnya dilakukan analisa ulang struktur dengan mengalikan skala faktor yang diperoleh di atas pada *scale factor* untuk *Define Respons Spectra*. Kemudian dilakukan running ulang pada program analisis. Hasil dari running ulang tersebut adalah :

Tabel 5.10 Reaksi Beban Gempa Arah X dan Y
Setelah Di Berikan Faktor Skala

Beban	Global FX (kg)	Global FY (kg)
Gempa Arah X	679890.930	3810.830
Gempa Arah Y	3652.930	679716.540

$$V = 799605.2 \text{ kg}$$

$$V_{xt} = 679890.930 \text{ kg}$$

$$V_{yt} = 679716.540 \text{ kg}$$

Maka untuk arah x,

$$V_{xt} > 0,85V$$

$$679890.930 \text{ kg} > 0,85 \times 799605.2 \text{ kg}$$

$$679890.930 \text{ kg} > 679664.4174 \text{ kg} \dots \text{OK!}$$

Maka untuk arah y,

$$V_{yt} > 0,85V$$

$$679716.540 \text{ kg} > 0,85 \times 799605.2 \text{ kg}$$

$$679716.540 \text{ kg} > 679664.4174 \text{ kg} \dots \text{OK!}$$

Ternyata hasil dari running ulang tersebut sudah memenuhi persyaratan SNI 1726:2012 Pasal 7.9.4.1. Selanjutnya geser dasar ragam hasil running ulang tersebut akan digunakan sebagai beban gempa desain.

h. Kontrol Dual system

Sistem Rangka Pemikul Momen (SRPM) harus memikul minimum 25% dari beban geser nominal total yang bekerja dalam arah kerja beban gempa tersebut. Berikut total reaksi perletakan SRPM dan shearwall

Tabel 5.11 Reaksi Perletakan dan Persentase Gaya Geser yang Dipikul akibat Gempa Arah X dan Arah Y

Pemikul Gaya Geser	Gempa X		Gempa Y	
	KN	%	KN	%
SW	492046.73	74.9%	492311.83	73.4%
SRPM	164619.27	25.1%	178311.08	26.6%
Total	656666.000	100.0%	670622.91	100.0%

Dari hasil perhitungan diatas, dapat dilihat bahwa persentase total dari SRPM memiliki nilai lebih **besar** dari 25%, sehingga konfigurasi struktur gedung telah memenuhi syarat sebagai struktur dual system.

i. Kontrol Partisipasi Massa

Sesuai dengan SNI 1726:2012, Perhitungan respons dinamik struktur harus sedemikian rupa sehingga partisipasi massa dalam menghasilkan respon total sekurang kurangnya adalah 90%

Tabel 5.12 (a) Modal Partisipasi Massa

OutputCase	StepType	StepNumber	Period (Sec)	SumU X	SumU Y	SumU Z
MODAL	Mode	1	1.946	0.718	0.00	0.000
MODAL	Mode	2	1.750	0.718	0.685	0.000
MODAL	Mode	3	1.152	0.718	0.722	0.000
MODAL	Mode	4	0.517	0.857	0.722	0.000
MODAL	Mode	5	0.474	0.857	0.859	0.000

MODAL	Mode	6	0.297	0.857	0.863	0.000
MODAL	Mode	7	0.249	0.857	0.905	0.000
MODAL	Mode	8	0.242	0.907	0.905	0.000
MODAL	Mode	9	0.183	0.907	0.905	0.000
MODAL	Mode	10	0.179	0.907	0.905	0.000
MODAL	Mode	11	0.173	0.907	0.924	0.001
MODAL	Mode	12	0.170	0.907	0.924	0.001

Tabel 5.12 (b) Rekap Modal Partisipasi Massa

Modal Load Participation Ratios				
OutputCase	ItemType	Item	Static	Dynamic
MODAL	Acceleration	UX	99.966	90.741
MODAL	Acceleration	UY	99.977	92.410

Dari tabel diatas didapatkan bahwa dalam penjumlahan respon ragam menghasilkan respon total telah mencapai 90% untuk arah X dan arah Y. maka ketentuan menurut SNI 1726:2012 pasal 7.9.1 terpenuhi

j. Kontrol Drift

Kinerja batas layan struktur gedung sangat ditentukan oleh simpangan antar tingkat akibat pengaruh gempa rencana. Dimaksudkan untuk menjaga kenyamanan penghuni, mencegah kerusakan non-struktur, membatasi peretakan beton yang berlebihan.

Nilai dari simpangan antar lantai ini dihitung dengan aplikasi program bantu struktur yang selanjutnya batasan simpangan dinyatakan dengan perumusan seperti berikut ini:

Untuk kontrol drift pada SNI 1726:2012, dirumuskan sebagai berikut :

$$\delta_x = \frac{C_d \times \delta_{XE}}{I}$$

Dimana:

δ_x = defleksi pada lantai ke-x

C_d = faktor pembesaran defleksi (=5.5) (SNI tabel 9)

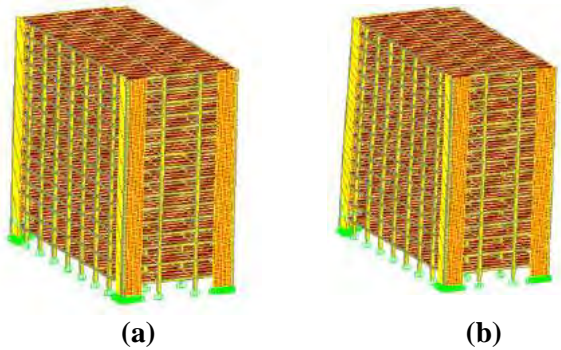
I = faktor keutamaan gedung (= 1)

Tabel 5.13 Batas Simpangan Antar Lantai

Struktur	Kategori risiko		
	I atau II	III	IV
Struktur, selain dari struktur dinding geser batu bata, 4 tingkat atau kurang dengan dinding interior, partisi, langit-langit dan sistem dinding eksterior yang telah didesain untuk mengakomodasi simpangan antar lantai tingkat.	$0,025 h_{sx}$	$0,020 h_{sx}$	$0,015 h_{sx}$
Struktur dinding geser kantilever batu bata ^a	$0,010 h_{sx}$	$0,010 h_{sx}$	$0,010 h_{sx}$
Struktur dinding geser batu bata lainnya	$0,007 h_{sx}$	$0,007 h_{sx}$	$0,007 h_{sx}$
Semua struktur lainnya	$0,020 h_{sx}$	$0,015 h_{sx}$	$0,010 h_{sx}$

Untuk sistem struktur dual sistem, drift dibatasi sebesar :

$\Delta = 0.020.hsx$
 $= 0.020 \times 3000 = 60 \text{ mm (Lantai basement)}$
 $\Delta = 0.020.hsx$
 $= 0.020 \times 4500 = 90 \text{ mm (Lantai 1 – 2)}$
 $\Delta = 0.020.hsx$
 $= 0.020 \times 3500 = 70 \text{ mm (3 – Atap)}$



Gambar 5.4 Simpangan Gedung (a) Arah X (b) Arah Y
Gempa Arah X

Tabel 5.14 Drift Gempa Arah X

Tingkat	h_i	δx_e	δx	Drift (Δx)	Syarat Δa	Ket
	m	mm	mm	mm	mm	

atap	3.5	0.4	2.2	0.55	70	OK
15	3.5	0.3	1.65	0	70	OK
14	3.5	0.3	1.65	0	70	OK
13	3.5	0.3	1.65	0.55	70	OK
12	3.5	0.2	1.1	0	70	OK
11	3.5	0.2	1.1	0	70	OK
10	3.5	0.2	1.1	0.55	70	OK
9	3.5	0.1	0.55	0	70	OK
8	3.5	0.1	0.55	0.01	70	OK
7	3.5	0.098	0.54	0.13	70	OK
6	3.5	0.074	0.41	0.12	70	OK
5	3.5	0.052	0.29	0.12	70	OK
4	3.5	0.031	0.17	0.13	70	OK
3	3.5	0.0081	0.04	0.01	70	OK
2	4.5	0.0055	0.03	0	90	OK
1	4.5	0.0048	0.03	0.03	90	OK
b1	3	0	0	0	60	OK

Gempa Arah Y

Tabel 5.15 Drift Gempa Arah Y

Tingkat	hi	δx_e	δx	Drift (Δy)	Syarat Δa	Ket
	m	mm	mm	mm	mm	
atap	3.5	0.6	3.3	0	70	OK
15	3.4	0.6	3.3	0.55	70	OK
14	3.4	0.5	2.75	0.55	70	OK
13	3.4	0.4	2.2	0	70	OK
12	3.4	0.4	2.2	0.55	70	OK

11	3.4	0.3	1.65	0	70	OK
10	3.4	0.3	1.65	0.55	70	OK
9	3.4	0.2	1.1	0	70	OK
8	3.4	0.2	1.1	0.55	70	OK
7	3.4	0.1	0.55	0	70	OK
6	3.4	0.1	0.55	0.1	70	OK
5	3.4	0.082	0.45	2.68	70	OK
4	3.4	0.57	3.14	2.94	70	OK
3	3.4	0.035	0.19	0.3	70	OK
2	3.4	0.089	0.49	0.23	90	OK
1	3.4	0.047	0.26	0.26	90	OK
B1	3.4	0	0	0	60	OK

Simpangan yang terjadi didapat dari hasil program bantu SAP 2000. Berdasarkan persyaratan besarnya kinerja layan yang terjadi pada SNI 1726:2012 pasal 7.9.3, yaitu:

$$\Delta n = \frac{(\delta 2 - \delta 1)Cd}{I} < \Delta a$$

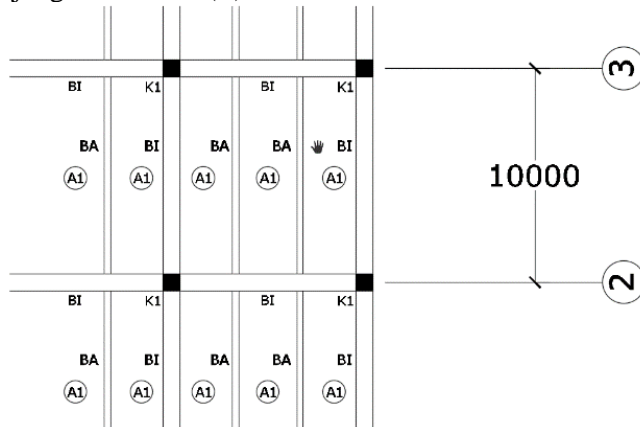
Sehingga berdasarkan simpangan yang terjadi searah sumbu X dan Sumbu Y memenuhi persyaratan.

5.6 Perencanaan Balok Induk

Direncanakan memakai profil WF 600×200×11×17, dengan data sebagai berikut :

$$\begin{aligned}
 W &= 106 \text{ kg/m} & t_f &= 17 \text{ mm} & i_y &= 4.12 \text{ cm} & S_y &= 357 \text{ cm}^3 \\
 A &= 134.4 \text{ cm}^2 & t_w &= 11 \text{ mm} & I_x &= 77600 \text{ cm}^4 & Z_x &= 2590 \text{ cm}^3 \\
 b &= 200 \text{ mm} & r &= 22 \text{ mm} & I_y &= 2280 \text{ cm}^4 & Z_y &= 228 \text{ cm}^3 \\
 d &= 600 \text{ mm} & i_x &= 24 \text{ cm} & S_x &= 2863 \text{ cm}^3 & h &= 522 \text{ mm} \\
 \text{BJ 41 : } f_y &= 2500 \text{ kg/cm}^2 & & & f_r &= 700 \text{ kg/cm}^2 \\
 &f_u &= 4100 \text{ kg/cm}^2 & & & & & \\
 \text{Beton : } f_c' &= 300 \text{ kg/cm}^2 & & & \text{tebal pelat} &= 9 \text{ cm} \\
 &h_r &= 5.3 \text{ cm} & & & & &
 \end{aligned}$$

Panjang balok anak (L) = 1000 cm



Gambar 5.5 Perencanaan Balok Induk

a. Kondisi Sebelum Komposit

Pada kondisi sebelum komposit, berdasarkan hasil SAP2000, diperoleh gaya dalam maksimum sebagai berikut

$M_{max} : 27808.57 \text{ kgm}$

$M_{min} : -37782.6 \text{ kgm}$

$V_{max} : 22868.61 \text{ kg}$

➤ **Kontrol Penampang**

- Kontrol sayap

$$\frac{b}{2t_f} = \frac{200}{2 \times 17} = 5.88$$

$$\lambda_p = 0.38 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 0.38 \sqrt{\frac{2 \times 10^5}{250}} = 10.75$$

- Kontrol badan

$$\frac{h}{t_w} = \frac{522}{11} = 47.45$$

$$\lambda_p = 3.76 \sqrt{\frac{E}{fy}} = 3.76 \sqrt{\frac{2 \times 10^5}{250}} = 106.35$$

$$Mn = Mp = FyZ_x \quad \text{SNI 1729:2015 F2.1}$$

$$Mn = 2500 \times 2590 = 6475000 \text{ kgcm} = 64750 \text{ kgm}$$

$$\phi_b Mn \geq Mu \rightarrow \phi = 0.09 \quad \text{SNI 1729:2015 F1}$$

$$\phi_b Mn \geq Mu \rightarrow 0.90 \times 64750 = 58275 \text{ kgm}$$

$$58275 \text{ kgm} \leq 37782.6 \text{ kgm}$$

➤ Kontrol Tekuk Lateral

$$L_b = 35 \text{ cm}$$

$$L_p = 205.095$$

$L_b \leq L_p$, keadaan batas dari tekuk torsi lateral tidak boleh digunakan SNI 1729:2015 F2.2

➤ Kontrol Geser

$$V_n = 0.6 F_y A_w C_v \quad \text{SNI 1729:2015 G2.1}$$

$$\frac{h}{t_w} = \frac{522}{11} = 47.45$$

$$2.24 \sqrt{\frac{E}{fy}} = 2.24 \sqrt{\frac{2 \times 10^5}{250}} = 63.36$$

$$V_n = 0.6 \times 2500 \times 60 \times 1.1 \times 1 = 99000 \text{ kg}$$

$$\phi_v V_n \geq Vu \rightarrow \phi = 1.0 \quad \text{SNI 1729:2015 G2.1}$$

$$\phi_v V_n \geq Vu \rightarrow 99000 \text{ kg} \geq 22868.61 \text{ kg}$$

➤ Kontrol Lendutan

$$\text{Batas lendutan maks } (f_{ijin}) = \frac{L}{360} \quad \text{SNI 1729:2015 6.4.3}$$

$$f_{ijin} = \frac{L}{360} = \frac{1000}{360} = 2.77 \text{ cm}$$

Dari hasil perhitungan SAP2000 diperoleh lendutan sebesar: $y_{max} = 0.8$

$$f^{\circ} \leq f_{ijin} \rightarrow 0.8 < 2.77$$

b. Kondisi Setelah Komposit

Pada kondisi sebelum komposit, berdasarkan hasil SAP2000, diperoleh gaya dalam maksimum sebagai berikut

$$M_{\max} : 37087.79 \text{ kgm}$$

$$M_{\min} : -46488.73 \text{ kgm}$$

$$V_{\max} : 25778.51 \text{ kg}$$

Zona Momen Positif

➤ Menghitung Momen Nominal

- Lebar Efektif

$$b_{eff} \leq \frac{1}{4} x L = \frac{1}{4} x 1000 = 250$$

$$b_{eff} \leq S = 3m = 300 \text{ cm}$$

$$\text{Dipakai } b_{eff} = 250 \text{ cm}$$

SNI 1729:2015 I3.1.1a

- Kriteria Penampang

$$\frac{H}{t_w} = \frac{522}{11} = 47.45$$

$$3.76 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 3.76 \sqrt{\frac{2x10^5}{250}} = 106.35$$

Momen nominal dianalisa dengan distribusi tegangan plastis

SNI 1729:2015 I3.2.2a

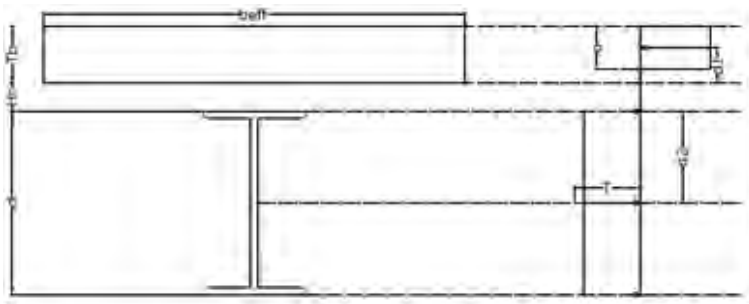
$$\begin{aligned} C &= 0.85 f'c' t_{plat} b_{eff} \\ &= 0.85 x 300 x (9 - 5.3) x 250 \\ &= 235.875 \text{ kg} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} T &= A_s F_y \\ &= 134.4 x 2500 \end{aligned}$$

$$= 336 \text{ kg}$$

Karena tebal pelat beton hanya 9 cm, maka pelat beton tidak dapat mengimbangi gaya Tarik $A_s x f_y$, yang timbul pada baja, sehingga lokasi sumbu netral plastis akan jatuh pada profil baja

$$\begin{aligned} d2 &= \frac{T - c}{b x 2 f_y} \\ &= \frac{336000 - 235875}{20 x 2 x 2500} \\ &= 1 \text{ cm} \end{aligned}$$



$$\begin{aligned} M_n &= T \left(\frac{d}{2} - d2 \right) + c \left(\frac{t_{beton}}{2} + Hr + d2 \right) \\ &= 336000 \left(\frac{60}{2} - 1 \right) + 235875 \left(\frac{3.7}{2} + 5.3 + 1 \right) \\ &= 340873678.4 \text{ kgcm} \approx 116663.81 \text{ kgm} \end{aligned}$$

$$\phi M_n \geq M_u \rightarrow \phi = 0.90$$

$$\phi M_n \geq M_u \rightarrow 0.90 x 116663.81 = 104997.74$$

$$104997.42 \geq 37087.79$$

➤ Kontrol Lendutan

$$\text{Batas lendutan maks } (f_{ijin}) = \frac{L}{360}$$

SNI 1729:2015 6.4.3

$$f_{ijin} = \frac{L}{360} = \frac{1000}{360} = 2.77 \text{ cm}$$

Dari hasil perhitungan SAP2000 diperoleh lendutan sebesar:

$$y_{max} = 0.8$$

$$f^{\circ} \leq f_{ijin} \rightarrow 0.8 \text{ cm} < 2.77 \text{ cm}$$

➤ Kontrol Geser

$$V_n = 0.6F_y A_w C_v$$

SNI 1729:2015 G2.1

$$\frac{h}{t_w} = \frac{522}{11} = 47.45$$

$$2.24 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 2.24 \sqrt{\frac{2 \times 10^5}{250}} = 63.36$$

$$V_n = 0.6 \times 2500 \times 60 \times 1.1 \times 1 = 99000 \text{ kg}$$

$$\phi_v V_n \geq V_u \rightarrow \phi = 1.0$$

SNI 1729:2015 G2.1

$$\phi_v V_n \geq V_u \rightarrow 99000 \text{ kg} \geq 25778.51 \text{ kg}$$

Zona Momen Negatif

Dipasang tulangan pada pelat beton berjumlah 10Ø12 disepanjang b_{eff} . Batang tulangan menambah kekuatan Tarik nominal pada pelat beton.

$$T = n A_s x f_y$$

$$= 10 \times \left(\frac{1}{4} \times \pi \times 1.2^2\right) \times 2500$$

$$= 28274.33 \text{ kg}$$

Gaya tekan nominal maksimum menambah kekuatan Tarik nominal pada pelat beton

$$P_{yc} = A_s x f_y$$

$$= 134.4 \times 2500$$

$$= 336000 \text{ kg}$$

Gaya pada sayap profil T_f

$$T_f = b_f x t_f x f_y$$

$$= 20 \times 1.7 \times 2500$$

$$= 85000 \text{ kg}$$

Gaya pada badan profil

$$\begin{aligned} T_w &= \frac{P_{yc}-T}{2} - T_f \\ &= \frac{336000-28274.33}{2} - 85000 \\ &= 68862.835 \text{ kg} \end{aligned}$$

Jarak garis netral

$$\begin{aligned} a_w &= \frac{T_w'}{f_y x t_w} \\ &= \frac{68862.835}{2500 \times 1.1} \\ &= 25.41 \text{ cm} \\ d_2 &= \frac{(T_f \times 0.5 t_f) + (T_w(t_f + 0.5 a_w))}{T_f + T_w} \\ &= \frac{(85000 \times 0.5 \times 1.7) + (68862.835 \times (1.7 + 0.5 \times 25.41))}{85000 + 68862.835} \\ &= 6.9 \text{ cm} \\ d_3 &= D/2 \\ &= 60/2 \\ &= 30 \text{ cm} \\ d_1 &= hr + tb - c \\ &= 3.7 + 5.7 - 2 \\ &= 7 \text{ cm} \end{aligned}$$

Perhitungan momen negatif

$$\begin{aligned} Mn &= T x (d_1 + d_2) + P_{yc} x (d_3 - d_2) \\ &= 28274.33 \times (7 + 6.9) + 336000 \times (30 - 6.9) \\ &= 8154613.187 \text{ kgcm} \approx 81546.13 \text{ kgm} \\ \phi_b Mn &\geq M_u \rightarrow \phi = 0.09 \\ \phi_b Mn &\geq M_u \rightarrow 0.90 \times 81546.13 = 73391.51 \text{ kgm} \\ 73391.51 \text{ kgm} &\geq 46488.73 \text{ kgm} \end{aligned}$$

c. Perencanaan Penghubung Geser

Direncanakan Penghubung geser yang dipakai adalah tipe stud, dengan data sebagai berikut:

$$\begin{aligned} ds &= 16 \text{ mm} \\ Asc &= 201.06 \text{ mm}^2 \\ fu &= 400 \text{ Mpa} \approx 40 \text{ kg/mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 Ec &= 0.041xWc^{1.5}\sqrt{f_c'} \\
 &= 0.041x2400^{1.5}\sqrt{30} \\
 &= 26403.5 \text{ Mpa}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 Q_n &= 0.5A_{sc}\sqrt{f_c'}Ec \leq R_gR_pA_{sa}F_u && \text{SNI 1729:2015 I8.2a} \\
 Q_n &= 0.5x2883,4\sqrt{30x26403.5} \\
 &= 91628.23N \\
 &= 9162 \text{ kg/stu} \\
 R_gR_pA_{sa}F_u &= 1x0.75x201.06x41 = 6182.59 \text{ kg/stud} \\
 Q_n &= 6182.59 \text{ kg/stud}
 \end{aligned}$$

Jumlah penghubung geser momen positif yang diperlukan jika dipasang 2 penghubung geser dalam satu baris

$$N = \frac{V'}{Q_n} = \frac{336000}{2x6182.59} = 27.17 = 28 \text{ buah}$$

Jumlah penghubung geser momen positif yang diperlukan jika dipasang 2 penghubung geser dalam satu baris

$$N = \frac{V'}{Q_n} = \frac{68862.835}{2x6182.59} = 5.5 = 6 \text{ buah}$$

Jarak antar penghubung geser momen positif

$$S = \frac{L'}{V} = \frac{1000}{28} = 35.7 \text{ cm}$$

Jarak antar penghubung geser momen negatif

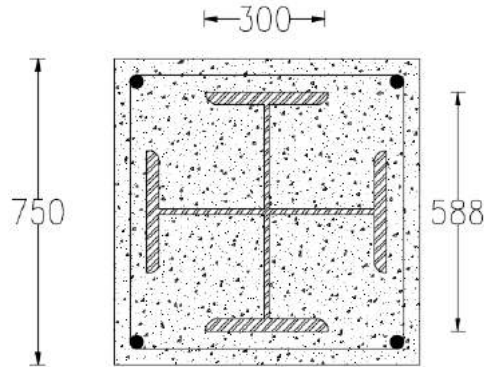
$$S = \frac{L'}{V} = \frac{112.5}{6} = 18.57 \text{ cm}$$

5.6 Perencanaan Balok Induk

Kolom direncanakan memakai profil K 588×300×12×20, dengan data sebagai berikut :

$$\begin{array}{llll}
 W = 302 \text{ kg/m} & t_f = 20 \text{ mm} & i_y = 18.16 \text{ cm} & Z_y = 4419.5 \text{ cm}^3 \\
 A = 384 \text{ cm}^2 & t_w = 12 \text{ mm} & I_x = 127020 \text{ cm}^4 & \\
 H = 588 \text{ mm} & r = 28 \text{ mm} & I_y = 132585 \text{ cm}^4 & \\
 B = 300 \text{ mm} & i_x = 18.16 \text{ cm} & Z_x = 24320.4 \text{ cm}^3 &
 \end{array}$$

BJ 41 : $f_y = 2500 \text{ kg/cm}^2$ $f_r = 700 \text{ kg/cm}^2$
 $f_u = 4100 \text{ kg/cm}^2$
 beton : $f_c' = 300 \text{ kg/cm}^2$
 Diameter tulangan utama : 22 mm
 Diameter sengkang : 12 mm



Gambar 5.6 Penampang Kolom Komposit

Kontrol luas penampang minimum profil baja :

$$\rho_{sr} = \frac{A_{sr}}{A_g} = \frac{384}{75 \times 75} = 0.068 > \rho_{sr \min} = 0.004$$

SNI 1729:2015 Ps I2.1a(3)

Kontrol jarak sengkang

$$s = 250 \text{ mm} < 406 \text{ mm}$$

SNI 1729:2015 Ps I2.1a(2)

Kontrol mutu beton

$$f_c' = 30 \text{ Mpa} < 30 \text{ Mpa} < 70 \text{ Mpa}$$

SNI 1729:2015 Ps I1.3

Kontrol mutu tulangan

$$f_y = 250 \text{ Mpa} < 525 \text{ Mpa}$$

SNI 1729:2015 Ps I1.3

a. Kontrol kekuatan tekan

Dari hasil SAP2000 diperoleh gaya dalam maksimum pada kolom sebagai berikut

$$M_{ux} : 46524.19 \text{ kgm}$$

$$M_{uy} : 88417.83 \text{ kgm}$$

$$V_{max} : 228521.97 \text{ kg} = 2241035 \text{ N}$$

$$P_{no} = F_y A_s + F_{ysr} A_{sr} + 0.85 f'_c A_c \quad \text{SNI 1729:2015 Ps I2.1b}$$

$$\begin{aligned} P_{no} &= 250 \times 385 \times 10^2 + 400 \times \frac{1}{4} \times \pi \times 22^2 + 0.85 \times 30 \times 750^2 \\ &= 24120803.08 \text{ N} \end{aligned}$$

$$P_e = \pi^2 (EI_{eff}) / (KL)^2$$

$$P_e = \pi^2 (E_s I_s + 0.5 E_s I_{sr} + C_1 E_c I_c) / (KL)^2$$

Dimana,

$$\begin{aligned} C_1 &= 0.1 + 2 \left(\frac{A_s}{A_c + A_s} \right) \leq 0.3 \\ &= 0.1 + 2 \left(\frac{385}{75 \times 75 + 385} \right) \\ &= 0.23 \leq 0.3 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} E_c &= 0.043 W_c^{1.5} \sqrt{f'_c} \\ &= 0.043 (2400)^{1.5} \sqrt{30} \\ &= 27691.47 \text{ Mpa} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} E_s I_s &= 2 \times 10^5 \times 127020 \times 10^4 \\ &= 1.54 \times 10^{14} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} 0.5 E_s I_{sr} &= 0.5 \times 2 \times 10^5 \times \frac{1}{4} \times \pi \times 22^2 \times ((750 - 2 \times 40 - 2 \times 12 - 22) / 2)^2 \\ &= 3.7 \times 10^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} C_1 E_c I_c &= 0.23 \times 27691.47 \times 750^2 \times \left(\frac{1}{2} \times 750 \right)^2 \\ &= 5.04 \times 10^{14} \\ (KL)^2 &= (1 \times 5000)^2 \\ &= 2.5 \times 10^7 \end{aligned}$$

$$P_e = \pi^2(1.54 \times 10^{14} + 0.5 \times 3.7 \times 10^2 + 5.04 \times 10^{14}) / 2.5 \times 10^7$$

$$= 259767987.8 \text{ N}$$

$$\frac{P_{no}}{P_e} = \frac{24063783.18}{259767987.8} = 0.09 \leq 2.25 \rightarrow P_n = P_{no} \left[0.658 \frac{P_{no}}{P_e} \right]$$

SNI 1729:2015 Ps I2.1b

$$P_n = 24063783.18 [0.0658^{0.09}]$$

$$= 23174172.55 \text{ N}$$

SNI 1729:2015 Ps I2.1b

$$\phi_c P_n = 0.75 \times 23174172.55$$

$$= 17380629 \text{ N}$$

SNI 1729:2015 Ps I2.1b

$$P_u < \phi_c P_n = 2241035 \text{ N} < 17380629 \text{ N}$$

b. Kontrol Kekuatan Lentur

Kontrol nominal momen kolom menurut smith (1996)

$$M_{nc} = F_y Z + \frac{1}{3} (5 - 2C_r A_{sr} F_{yr} + \left(\frac{h}{2} - \frac{A_w F_y}{1.7 f'_c h} \right) A_w F_y)$$

Dimana,

$$C_r = 40 + 2 + (0.5 \times 22)$$

$$= 63 \text{ mm} = 6.3 \text{ cm}$$

$$A_{sr} = 4 \times \frac{1}{4} \pi \times 22^2$$

$$= 1520.53 \text{ mm}^2 = 15.2 \text{ cm}^2$$

$$A_w = (588 - 2 \times 20) \times 12 \times 2$$

$$= 13152 \text{ mm}^2 = 131.52 \text{ cm}^2$$

$$h = 750 \text{ mm} = 75 \text{ cm}$$

Sehingga,

$$M_{nx} = F_y Z + \frac{1}{3} (5 - 2C_r A_{sr} + \left(\frac{h}{2} - \frac{A_w F_y}{1.7 f'_c h} \right) A_w F_y)$$

$$\begin{aligned}
&= 2500 \times 4320.4 + \frac{1}{3} \left(5 - 2 \times 6.3 \times 15.2 \times 2500 \right. \\
&\quad \left. + \left(\frac{75}{2} - \frac{131.52 \times 2500}{1.7 \times 300 \times 75} \right) 131.52 \times 2500 \right) \\
&= 13809271.47 \text{ kgcm} = 138092.714 \text{ kgm}
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
M_{ny} &= F_y Z + \frac{1}{3} \left(5 - 2 C_r A_{sr} + \left(\frac{h}{2} - \frac{A_w F_y}{1.7 f'_c h} \right) A_w F_y \right) \\
&= 250 \times 4419.5 + \frac{1}{3} \left(5 - 2 \times 6.3 \times 15.2 \times 2500 \right. \\
&\quad \left. + \left(\frac{75}{2} - \frac{131.52 \times 2500}{1.7 \times 300 \times 75} \right) 131.52 \times 2500 \right) \\
&= 14057021.47 \text{ kgcm} = 140570.21 \text{ kgm}
\end{aligned}$$

$$\phi M_n \geq M_u \rightarrow \phi = 0.90$$

$$\phi M_n \geq M_u \rightarrow 0.90 \times 140570.21 = 126513.19$$

$$126513.19 \text{ kgm} \geq 88417.83 \text{ kgm}$$

c. Kontrol Interaksi

$$P_r = P_u = 2241035 \text{ N}$$

$$P_c = \phi_c P_n = 17380629 \text{ N}$$

$$M_r = M_u$$

$$M_c = \phi M_n$$

$$\frac{P_r}{P_c} = \frac{2241035}{17380629} = 0.02 \rightarrow \frac{P_r}{2P_c} + \left(\frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}} \right) \leq 1.0$$

$$\frac{2241035}{2 \times 17380629} + \left(\frac{456246.4}{1218804.3} + \frac{867082.7}{1240670.57} \right) = 0.8 \leq 1.0$$

5.8 Perencanaan Dinding Geser (*Shear Wall*)

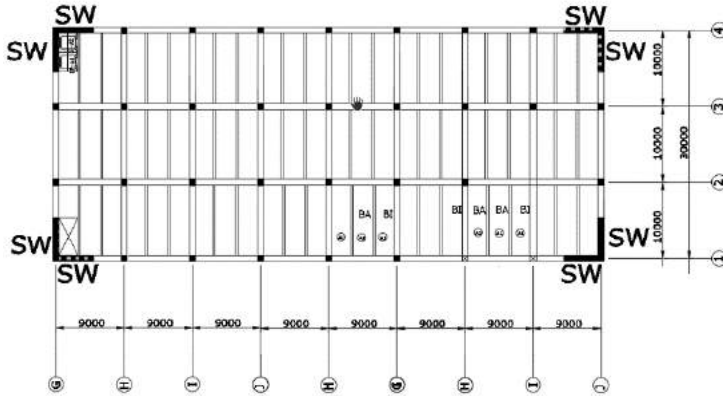
Seluruh dinding geser menahan 75% gaya gempa yang disalurkan ke struktur bangunan. Dinding geser yang akan direncanakan memiliki data sebagai berikut :

Tebal dinding : 35 cm

Tebal decking : 40 mm

Tulangan : 16 mm

d'	: 360 mm
Mutu tulangan (f_y)	: 420 MPa
Mutu beton (f'_c)	: 40 Mpa
Tinggi lantai	: 350 cm
Lebar dinding	: 500 cm



Gambar 5.7 Perencanaan *Shear Wall*

Berdasarkan hasil perhitungan SAP200 didapat gaya aksial dan momen yang bekerja pada kolom, yaitu :

Gaya aksial	: 4934.11 KN
Momen	: 10393.128 KNm
Gaya geser	: 1253.59 KN

a. Kontrol Ketebalan Minimum Dinding Geser

Menurut SNI 2847:2013 Pasal 14.5.3, ketebalan dinding tidak boleh kurang dari :

1. $\frac{1}{25} \lambda_c = \frac{1}{25} 5000 = 200 \text{ mm} < 400 \text{ mm} \text{ ok}$
2. $200 \text{ mm} < 350 \text{ mm} \text{ ok}$

Jadi, ketebalan *shear wall* 350 mm sudah memenuhi persyaratan.

b. Kontrol Dimensi Penampang Terhadap Gaya Geser

Kontrol dimensi penampang dinding geser terhadap gaya geser, tidak boleh diambil melebihi $0.83A_{cv}\sqrt{f'c}$

$$V_u < 0.83A_{cv}\sqrt{f'c}$$

$$1253.59 \text{ KN} < 0.83(35 \times 500) \frac{\sqrt{40}}{10}$$

$$1977.4 \text{ KN} < 9186.4 \text{ KN} \dots \text{Ok}$$

c. Penulangan Geser Shear Wall

Terdapat dua kondisi berdasarkan SNI-03-2847-2013 untuk menentukan jumlah lapisan tulangan pada dinding, yaitu :

- a. Berdasarkan SNI 2847:2013 Pasal 21.9.2.2 : bahwa sedikitnya harus dipasang dua lapis tulangan pada dinding apabila gaya geser terfaktor melebihi $0.17 \times A_{vc} \times \frac{\sqrt{f'c}}{10}$

$$V_u < 0.17 \times 35 \times 500 \times \frac{\sqrt{40}}{10}$$

$$1977.40 \text{ KN} > 1881.5552 \text{ KN} \rightarrow 1 \text{ lapis tulangan}$$

- b. Berdasarkan SNI 2847:2013 Pasal 14.3.4 : bahwa pada dinding yang mempunyai ketebalan lebih besar dari 250 mm, kecuali dinding ruang bawah tanah harus dipasang dua lapis tulangan.
 $250 \text{ mm} > 250 \text{ mm}$

Berdasarkan peraturan SNI 2847:2013, penulangan pada dinding geser menggunakan dua lapis tulangan.

1. Penulangan Geser Vertikal dan Horizontal

Menurut SNI 2847:2013 pasal 21.9.4.1, kuat geser dinding struktural dikatakan mencukupi apabila dipenuhi kondisi berikut :

$$V_u < \phi V_n$$

$$V_n = A_{cv} [\alpha_c \sqrt{f'c} + \rho_n f_y]$$

$$\frac{hw}{lw} = \frac{60,5}{6} = 10,08 > 2 ; \text{ maka digunakan } \alpha_c = 0.17$$

Dinding geser direncanakan dengan menggunakan tulangan geser 2 D16 ($A_s = 402.12 \text{ mm}^2$) dengan $s = 200$ mm pada arah vertikal dan horizontal

$$\rho_n = \frac{A_s}{d' \times s} = \frac{2 \times \frac{1}{4} \times \pi \times 16^2}{210 \times 200} = 0,0096$$

$$V_n = 350 \times 5000 [0.17\sqrt{40} + 0.0096 \times 420] \\ = 8918722.8 \text{ N}$$

$$V_n = 8918.723 \text{ KN}$$

$$V_u < V_n$$

$$1253.59 \text{ KN} < 8918.723 \text{ KN} \dots \text{OK}$$

➤ Kontrol Rasio Tulangan Vertikal dan Horizontal

- Menurut SNI 2847:2013 Pasal 21.9.1 : Spasi tulangan vertikal dan tulangan horizontal tidak boleh lebih dari 450 mm.

$$S \text{ pakai} = 200 \text{ mm} > 450 \text{ mm} \quad \text{ok}$$

- Menurut SNI 2847:2013 Pasal 11.9.9.3 : Spasi tulangan Horizontal tidak boleh lebih dari :

$$s \leq \frac{L_w}{5} = 1000 \text{ mm}$$

$$s \leq 3h = 1050 \text{ mm}$$

$$S \text{ pakai} = 200 \text{ mm} \quad \text{Ok}$$

- Menurut SNI 2847:2013 Pasal 11.9.9.5 : Spasi tulangan vertikal tidak boleh lebih dari :

$$s \leq \frac{L_w}{3} = \frac{6000}{3} = 1666.66 \text{ mm}$$

$$s \leq 3h = 1050 \text{ mm}$$

$$S \text{ pakai} = 200 \text{ mm} \quad \text{Ok}$$

➤ **Kontrol Komponen Batas**

Komponen batas diperlukan apabila kombinasi momen dan gaya aksial terfaktor yang bekerja pada shearwall lebih dari $0.2f'_c$. SNI 2847:2013 Pasal 21.9.6.3

$$\frac{Mu}{W} + \frac{Pu}{Ac} > 0.2 f'_c$$

$$\frac{10393.128 \times 10^6}{\frac{1}{6} \times 350 \times 5000^2} + \frac{2934 \times 10^3}{250 \times 6000} > 0.2 \times 40$$

$$9.94 \text{ MPa} > 8 \text{ MPa} \quad (\text{Butuh Komponen Batas})$$

$$c > \frac{lw}{600\left(\frac{\delta u}{hw}\right)} \quad ; \quad \frac{\delta u}{hw} > 0.007$$

$$\frac{\delta u}{hw} = \frac{21,69}{60500} = 0.00036 < 0.007$$

$$As_{\text{total}} = 10053 \text{ mm}^2$$

$$a = \frac{As \times f_y}{0.85 \times f'_c \times b} = \frac{10053 \times 420}{0.85 \times 40 \times 500} = 248,37 \text{ mm}$$

$$c = \frac{a}{\beta} = \frac{248,37}{0.76} = 189,75 \text{ mm}$$

$$189,75 \text{ mm} > \frac{5000}{500(0.007)}$$

$$189,76 \text{ mm} < 1428,57 \text{ mm} \quad (\text{tidak butuh komponen batas})$$

Berdasarkan 2 syarat diatas salah satu syarat mengharuskan penggunaan komponen batas, maka berdasarkan SNI 2847:2013 pasal 21.9.6.4, komponen batas harus dipasang secara horizontal dari sisi serat tekan terluar tidak kurang dari pada $(c - 0.1lw)$ dan $c/2$

$$C - 0.1 Lw = 189,75 - 0.1(5000) = -310,25 \text{ mm}$$

$$C/2 = 189,75/2 = 94,88 \text{ mm}$$

Jadi komponen batas harus dipasang minimal sejauh 94,88 mm, untuk memudahkan pemasangan komponen batas dipasang hingga 100 mm

➤ **Penulangan Pada Komponen Batas**

Digunakan tulangan transversal dengan diameter 16 mm untuk arah penulangan komponen batas dimana s tidak boleh lebih besar dari:

$$- \frac{1}{4} h = \frac{1}{4} \times 350 = 87.5 \text{ mm}$$

$$- 6 \times d_b = 6 \times 16 = 96 \text{ mm}$$

$$- S_o = 100 + \left(\frac{350 - h_x}{3} \right)$$

$$S_o = 100 + \left(\frac{350 - (0.5 \times (250 - 2 \times (40 + 16/2)))}{3} \right) \\ = 191 \text{ mm}$$

Dimana S_o tidak perlu lebih besar dari 150 mm dan tidak perlu lebih kecil dari 100 mm.

Diambil $s = 100 \text{ mm}$

$$A_{xh} = \frac{0.09 \times s \times h_c \times f'_c}{f_y} = \frac{0.09 \times 100 \times 154 \times 40}{420} \\ = 198 \text{ mm}^2$$

Dipakai sengkang 2 kaki D13 - 100

$$A_s = 265,46 \text{ mm}^2 > 198 \text{ mm}^2$$

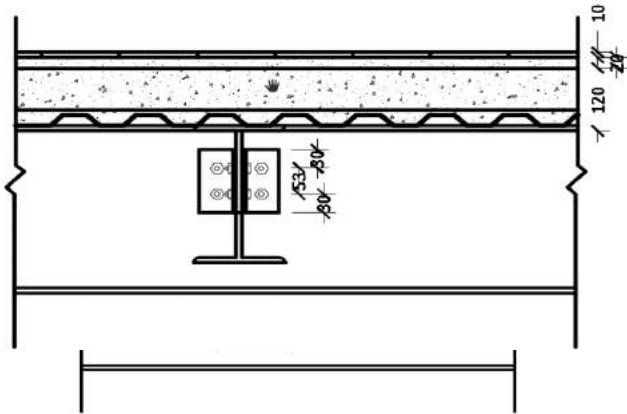
BAB VI

PERENCANAAN SAMBUNGAN

6.1 Sambungan Balok Anak dengan Balok Induk

Sambungan balok anak dengan balok induk direncanakan sebagai *simple connection* karena balok anak diasumsikan menggunakan tumpuan jepit. Sambungan menggunakan baut dan pelat siku. Data-data perencanaan sambungan adalah sebagai berikut :

Balok anak	= WF 400x200x8x13
Balok induk	= WF 600x200x8x17
V_u	= 6978.54 kg
Diameter baut	= \varnothing 22 mm
Mutu baut	= A325 (tanpa ulir)
Pelat penyambung	= L 113x113x7
Mutu pelat	= BJ 50



- **Sambungan pada badan balok anak**

- Kuat Geser

$$\begin{aligned}
 R_n &= F_n A_b \\
 &= 620 \times 314.16 \\
 &= 194778.74 \text{ N} = 19861.90 \text{ kg}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \phi R_n &= 0.75 R_n \\
 &= 0.75 \times 19861.90 \\
 &= 14896.425 \text{ kg}
 \end{aligned}$$

- Kuat Tumpu

$$\begin{aligned}
 R_n &= 1.2 l_c t F_u \\
 &= 1.2 \times 26 \times 8 \times 500 \\
 &= 124800 \text{ N} \approx 12726.05 \text{ kg}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \phi R_n &= 0.75 R_n \\
 &= 0.75 \times 12726.05 \\
 &= 9544.53 \text{ kg}
 \end{aligned}$$

Jumlah baut

$$\begin{aligned}
 n &= \frac{V_u}{\phi R_n} \\
 &= \frac{6978.54}{9544.53} \\
 &= 0.7311 \text{ buah} \approx 2 \text{ buah}
 \end{aligned}$$

Jarak tepi

$$S_1 = 30 \text{ mm}$$

Jarak antar baut

$$S_2 = 2 \frac{2}{3} \times d = 2 \frac{2}{3} \times 20 = 53 \text{ mm}$$

Sambungan pada badan balok induk

- Kuat Geser

$$\begin{aligned}
 R_n &= F_n A_b \\
 &= 620 \times 314.16 \\
 &= 194778.74 \text{ N} = 19861.90 \text{ kg}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \phi R_n &= 0.75 R_n \\
 &= 0.75 \times 19861.90 \\
 &= 14896.425 \text{ kg}
 \end{aligned}$$

- Kuat Tumpu

$$\begin{aligned}
 R_n &= 1.2l_c t F_u \\
 &= 1.2 \times 26 \times 8 \times 500 \\
 &= 124800 \text{ N} \approx 12726.05 \text{ kg} \\
 \phi R_n &= 0.75 R_n \\
 &= 0.75 \times 12726.05 \\
 &= 9544.53 \text{ kg}
 \end{aligned}$$

Jumlah baut

$$\begin{aligned}
 n &= \frac{V_u}{\phi R_n} \\
 &= \frac{6978.54}{9544.53} \\
 &= 0.7311 \text{ buah} \approx 2 \text{ buah}
 \end{aligned}$$

Jarak tepi

$$S_1 = 30 \text{ mm}$$

Jarak antar baut

$$S_2 = 2 \frac{2}{3} x d = 2 \times \frac{2}{3} \times 20 = 53 \text{ mm}$$

- **Kekakuan pelat siku**

Diameter perlemahan $d_1 = 20 + 2 = 22 \text{ mm}$

$$R_n = F_u A_e$$

SNI 1729:2015 Ps. J4.1

$$\begin{aligned}
 &= 500 \times (113 \times 7 - 2 \times 22 \times 7) \times 0.6 \\
 &= 114900 \text{ N} = 11716.53 \text{ kg}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 2\phi R_n &= 2 \times 0.75 R_n \\
 &= 2 \times 0.75 \times 114900 \\
 &= 22484.73 \text{ kg}
 \end{aligned}$$

6.2 Sambungan balok induk dengan kolom

Sambungan balok ke kolom direncanakan sebagai sambungan kaku dimana memikul beban geser P_u dan beban

momen M_u . Sambungan ini merupakan bagian dari system pemikul beban gempa, tetapi memiliki kuat lentur perlu M_u yang besarnya sama dengan :

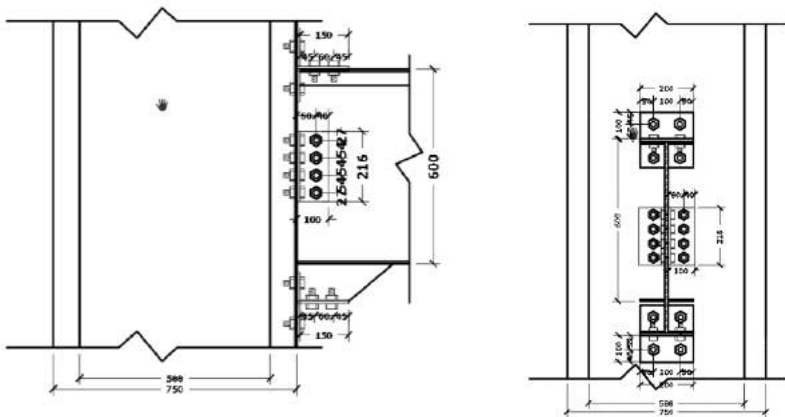
$$\begin{aligned} M_p &= Z_x x F_y \\ &= 2590 x 2500 \\ &= 5475000 \text{ kgcm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_u &= 1.1 R_y M_p \\ &= 1.1 x 1.5 x 5475000 \\ &= 10683750 \text{ kgcm} \approx 106837.2 \text{ kgm} \end{aligned}$$

Sambungan ini menggunakan baut dan pelat siku. Data-data perencanaan sambungan adalah sebagai berikut :

Kolom	: K 588x300x12x20
Balok induk	: WF 600x200x11x17
V_u akibat kombinasi 1.2D+0.5L	: 19905.44 kg
V_u akibat M_u	: 25138.16 kg
Diameter baut	: \emptyset 20 mm kg
Tipe baut	: A325
Profil penyambung	: L100x100x10
Mutu pelat	: BJ 50

Pada sambungan kaku, gaya geser terfaktor V_u pada sambungan balok ke kolom harus ditetapkan berdasarkan kombinasi pembebanan 1.2D+0.5L ditambah gaya geser yang berasal dari M_u



Gambar 6.2 Sambungan kolom dengan balok induk

a. Akibat beban geser P_u

- Sambungan pada badan pada badan balok induk

- Kuat Geser

$$\begin{aligned} R_n &= F_n A_b \\ &= 620 \times 314.16 \\ &= 194778.74 \text{ N} = 19861.90 \text{ kg} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \phi R_n &= 0.75 R_n \\ &= 0.75 \times 19861.90 \\ &= 14896.425 \text{ kg} \end{aligned}$$

- Kuat Tumpu

$$\begin{aligned} R_n &= 1.2 l_c t F_u \\ &= 1.2 \times 26 \times 11 \times 500 \\ &= 171600 \text{ N} \approx 17498.33 \text{ kg} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \phi R_n &= 0.75 R_n \\ &= 0.75 \times 17498.33 \\ &= 13123.74 \text{ kg} \end{aligned}$$

Jumlah baut

$$\begin{aligned}
 n &= \frac{V_u}{\phi R_n} \\
 &= \frac{19905.44 + 25138.16}{13123.74} = 3.4 \text{ buah} \approx 4 \text{ buah}
 \end{aligned}$$

Jarak tepi

$$S_1 = 27 \text{ mm}$$

Jarak antar baut

$$S_2 = 2 \frac{2}{3} x d = 2 \frac{2}{3} x 20 = 54 \text{ mm}$$

- Sambungan pada sayap kolom
 - Kuat Geser

$$\begin{aligned}
 R_n &= F_u A_b \\
 &= 620 x 314.16 \\
 &= 194778.74 \text{ N} = 19861.90 \text{ kg}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \phi R_n &= 0.75 R_n \\
 &= 0.75 x 19861.90 \\
 &= 14896.425 \text{ kg}
 \end{aligned}$$
 - Kuat Tumpu

$$\begin{aligned}
 R_n &= 1.2 l_c t F_u \\
 &= 1.2 x 26 x 12 x 500 \\
 &= 187200 \text{ N} \approx 19089.08 \text{ kg}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \phi R_n &= 0.75 R_n \\
 &= 0.75 x 19089.08 \\
 &= 14316.81 \text{ kg}
 \end{aligned}$$

Jumlah baut

$$\begin{aligned}
 n &= \frac{V_u}{\phi R_n} \\
 &= \frac{19905.44 + 25138.16}{14316.81}
 \end{aligned}$$

$$= 3.14 \text{ buah} \approx 4 \text{ buah}$$

Jarak tepi

$$S_1 = 30 \text{ mm}$$

Jarak antar baut

$$S_2 = 2\frac{2}{3} \times d = 2\frac{2}{3} \times 20 = 54 \text{ mm}$$

- Kontrol kekuatan pelat siku

Diameter perlemahan $d_1 = 20 + 2 = 22 \text{ mm}$

$$R_n = F_u A_e$$

SNI 1729:2015 Ps. J4.1

$$= 500 \times (141 \times 10 - 3 \times 22 \times 10) \times 0.6$$

$$= 225000 \text{ N} \approx 22943.61 \text{ kg}$$

$$2\phi R_n = 2 \times 0.75 R_n$$

$$= 2 \times 0.75 \times 22943.61$$

$$= 34415.415$$

- b. Akibat beban M_u

Gaya Tarik akibat momen

$$\begin{aligned} T &= \frac{M_u}{2d_{balok}} \\ &= \frac{106837.2}{2 \times 0.6} \\ &= 89031 \text{ kg} \end{aligned}$$

Kuat Tarik baut:

$$R_n = F_u A_b$$

$$= 620 \times 314.16$$

$$= 194778.74 \text{ N} = 19861.90 \text{ kg}$$

$$\phi R_n = 0.75 R_n$$

$$= 0.75 \times 19861.90$$

$$= 14896.425$$

Kuat Tarik tersedia ketika digunakan 2 baut dalam 1 baris

$$B = 2\phi R_n = 29792.85 < T = 89031 \text{ kg}$$

Perlu ditambahkan profil T untuk menambah lengan kopel

lengan kopel minimum

$$\frac{M_u}{2B} = \frac{106837.2}{59585.7} = 179 \text{ cm} \approx 180 \text{ cm}$$

Gaya Tarik setelah tambahan lengan kopel

$$T = \frac{M_u}{2d_{\text{kopel}}} = \frac{106837.2}{2 \times 1.8} = 29677.08 \text{ kg}$$

Dengan menggunakan profil T 400x300x14x26 maka:

$$c = r + 0.5t_w = 20 + 0.5 \times 14 = 27 \text{ mm}$$

$$a + b = 0.5b_f - c = 0.5 \times 400 - 27 = 173 \text{ mm}$$

$$b = 80 \text{ mm (direncanakan)}$$

$$a = 173 - 80 = 93 \text{ mm}$$

Syarat menurut Kulak, Fisher, dan Struk $a \leq 1.25b$

$$a' = a + 0.5d_b = 93 + 0.5 \times 20 = 103 \text{ mm}$$

$$b' = b - 0.5d_b = 80 - 0.5 \times 20 = 70 \text{ mm}$$

$$\delta = \frac{w - \Sigma d_{\text{perlemahan}}}{w}$$

$$= \frac{200 - 2 \times 22}{200}$$

$$= 0.78$$

$$\beta = \left(\frac{B}{T} - 1 \right) \left(\frac{a'}{b'} \right)$$

$$= \left(\frac{29792.85}{29677.08} - 1 \right) \left(\frac{103}{70} \right)$$

$$= 0.0057$$

$\beta < 1$, maka

$$\alpha = \frac{1}{\delta} \left(\frac{\beta}{1 - \beta} \right) \leq 1 \rightarrow \alpha = \frac{1}{0.78} \left(\frac{0.0057}{1 - 0.0057} \right) = 0.0073$$

$$\begin{aligned}
 \varrho &= T \left(\frac{\alpha \delta}{1 - \alpha \delta} \right) \left(\frac{b'}{a'} \right) \\
 &= 29677.08 \left(\frac{0.0073 \times 0.78}{1 - 0.0073 \times 0.78} \right) \left(\frac{70}{103} \right) \\
 &= 115.5
 \end{aligned}$$

Gaya pada baut : $T + \varrho \leq B \rightarrow 29792.58 \text{ kg} \leq 29792.85$

Momen pada sayap profil T

$$\begin{aligned}
 Mp_{sayap} &= \frac{Tb'}{1 + \alpha \delta} \\
 &= \frac{29677.08 \times 70}{1 + 0.0073 \times 0.78} \\
 &= 2036.119 \text{ kgm}
 \end{aligned}$$

Tebal pada sayap profil T perlu

$$\begin{aligned}
 t_f &= \sqrt{\frac{4Tb'}{\phi w f_y (1 + \alpha \delta)}} \\
 &= \sqrt{\frac{4Tb'}{\phi w f_y (1 + \alpha \delta)}} \\
 &= \sqrt{\frac{4 \times 29677.08 \times 70}{0.9 \times 20 \times 4100 \times (1 + 0.0073 \times 0.78)}} \\
 &= 10.58 \text{ cm}
 \end{aligned}$$

- Sambungan pada badan profil T dengan sayap kolom

Kuat geser

$$\begin{aligned}
 R_n &= F_n A_b \\
 &= 620 \times 380.13 \\
 &= 235682.28 \text{ N} = 24032.90 \text{ kg} \\
 \phi R_n &= 0.75 R_n \\
 &= 0.75 \times 24032.90 \\
 &= 18024.68
 \end{aligned}$$

Kuat tumpu

$$\begin{aligned}
 R_n &= 1.2l_c t F_u \\
 &= 1.2 \times 26 \times 26 \times 500 \\
 &= 405600 \text{ N} \approx 41359.689 \text{ kg} \\
 \phi R_n &= 0.75 R_n \\
 &= 0.75 \times 41359.689 \\
 &= 31019.766
 \end{aligned}$$

Jumlah baut

$$\begin{aligned}
 n &= \frac{2xT}{\phi R_n} \\
 &= \frac{2 \times 29677.08}{31019.766} \\
 &= 1.913 \text{ buah} \approx 2 \text{ buah} \\
 n \phi R_n &= 2 \times 31019.766 \\
 &= 62039.532 \text{ kg}
 \end{aligned}$$

Badan T sebagai batang Tarik:

Diameter perlemahan $d_1 = 22 + 2 = 24$

Kuat leleh

$$\begin{aligned}
 R_n &= F_y A_g \\
 &= 500 \times 200 \times 14 \\
 &= 700000 \text{ N} \approx 71380.13 \text{ kg} \\
 \phi P_n &= 0.9 \times 71380.13 = 64242.11 \text{ kg}
 \end{aligned}$$

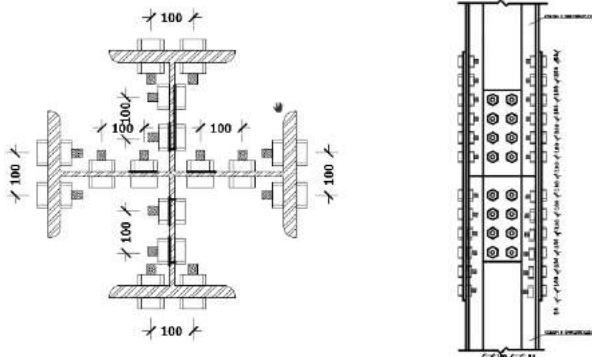
Kuat putus

$$\begin{aligned}
 R_n &= F_u A_e \\
 &= 500 \times (178 \times 10 - 2 \times 24 \times 1) \times U \\
 &= 390000 \text{ N} \approx 39768.932 \text{ kg} \\
 \phi P_n &= 0.9 \times 39768.932 = 35792.04 \text{ kg}
 \end{aligned}$$

6.3 Sambungan antar kolom

Sambungan kolom yang direncanakan pada lantai 1, berdasarkan hasil SAP2000 diperoleh gaya yang berkerja pada kolom adalah sebagai berikut:

Kolom	: K 588x300x12x20
P_u	: 228521.97 kg
Mu_x	: 46524.19 kg
Mu_y	: 88417.83 kg
Vu_x	: 55873.76 kg
Vu_y	: 29600.14 kg
Diameter baut	: Ø 20 mm
Tipe baut	: A 325
Tebal pelat	: 15 mm
Mutu pelat	: BJ 50



Gambar 6.3 Sambungan kolom dengan kolom

Pembagian beban aksial

$$\begin{aligned}
 Pu_{badan} &= \frac{A_{badan}}{A_{profil}} P_u \\
 &= \frac{1.2(58.8 - 2 \times 2) \times 2}{385} \times 228521.97 \\
 &= 78065.47 \text{ kg} \\
 Pu_{sayap} &= P_u - Pu_{badan}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 &= 228521.97 - 78065.47 \\
 &= 150456.5 \text{ kg}
 \end{aligned}$$

a. Sambungan Arah X

Pembagian beban momen:

$$\begin{aligned}
 Mu_{badan} &= \frac{I_{badan}}{I_{profil}} Mu_x \\
 &= \frac{1/12 \times 1.2 \times (6 - 2 \times 2)^3}{127020} \times 46524.19 \\
 &= 6432.366
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 Mu_{sayap} &= Mu - Mu_{badan} \\
 &= 46524.19 - 6432.366 \\
 &= 40091.824 \text{ kg}
 \end{aligned}$$

- Sambungan pada sayap kolom

Kuat geser

$$\begin{aligned}
 R_n &= F_n A_b \\
 &= 620 \times 314.16 \\
 &= 194778.74 \text{ N} = 19861.90 \text{ kg} \\
 \phi R_n &= 0.75 R_n \\
 &= 0.75 \times 19861.90 \\
 &= 14896.425 \text{ kg}
 \end{aligned}$$

Kuat tumpu

$$\begin{aligned}
 R_n &= 1.2 l_c t F_u \\
 &= 1.2 \times 26 \times 20 \times 500 \\
 &= 336000 \text{ N} \approx 34262.464 \text{ kg} \\
 \phi R_n &= 0.75 R_n \\
 &= 0.75 \times 34262.464 \\
 &= 25696.848 \text{ kg}
 \end{aligned}$$

Gaya kopel pada sayap

$$\begin{aligned}
 T &= \frac{Mu_{sayap}}{d} \\
 &= \frac{40091.824}{0.6}
 \end{aligned}$$

$$= 66819.7$$

Total gaya pada sayap

$$\begin{aligned} Pu_{total} &= T + Pu_{sayap}/4 \\ &= 66819.7 + 40091.824/4 \\ &= 76842.66 \text{ kg} \end{aligned}$$

Jumlah baut

$$\begin{aligned} n &= \frac{Pu_{total}}{\phi R_n} \\ &= \frac{76842.66}{25696.84} = 3.02 \text{ buah} \approx 4 \text{ buah} \end{aligned}$$

Jarak tepi

$$S_1 = 50 \text{ mm}$$

Jarak antar baut

$$\begin{aligned} S_2 &= 2x^{2/3}xd \\ &= 2x^{2/3}x20 \\ &= 26.66 \text{ mm} \end{aligned}$$

- **Sambungan pada badan kolom**

Kuat geser

$$\begin{aligned} R_n &= F_n A_b \\ &= 620x314.16 \\ &= 194778.74 \text{ N} = 19861.90 \text{ kg} \\ \phi R_n &= 0.75R_n \\ &= 0.75x19861.90 \\ &= 14896.425 \text{ kg} \end{aligned}$$

Kuat tumpu

$$\begin{aligned} R_n &= 1.2l_c t F_u \\ &= 1.2x26x20x500 \\ &= 336000 \text{ N} \approx 34262.464 \text{ kg} \\ \phi R_n &= 0.75R_n \\ &= 0.75x34262.464 \\ &= 25696.848 \text{ kg} \end{aligned}$$

Momen pada titik berat sambungan

$$\begin{aligned}
 Mu &= \frac{Mu_{sayap} + Vu_x x_e}{2} \\
 &= \frac{40091.824 + 55873.76 \times 0.2}{2} \\
 &= 25633.288 \text{ kg}
 \end{aligned}$$

Perkiraan jumlah baut

$$\begin{aligned}
 n &= \sqrt{\frac{6Mu}{\mu x \phi R_n}} \\
 &= \sqrt{\frac{6 \times 25633.288}{10 \times 0.5 \times 1 \times 14896.425}} \\
 &= 1.43 \text{ buah} \approx 4 \text{ buah}
 \end{aligned}$$

Akibat P_u

$$\begin{aligned}
 K_{uv1} &= \frac{Pu_{badan}}{2n} \\
 &= \frac{78065.47}{2 \times 4} \\
 &= 2439.54 \text{ kg}
 \end{aligned}$$

Akibat P_u

$$\begin{aligned}
 K_{uh1} &= \frac{Vu_x}{n} \\
 &= \frac{55873.76}{4} \\
 &= 6984.22 \text{ kg}
 \end{aligned}$$

Akibat Mu

$$K_{uv1} = \frac{Mu_{total} \cdot x}{\Sigma(x^2 + y^2)}$$

$$\begin{aligned}
&= \frac{25633.288 \times 5}{1200} \\
&= 106.8 \\
K_{uh1} &= \frac{Mu_{total} \cdot}{\Sigma(x^2 + y^2)} \\
&= \frac{25633.288 \times 15}{1200} \\
&= 320.41
\end{aligned}$$

Sehingga

$$\begin{aligned}
Ku_{total} &= \sqrt{(\Sigma K_{uv})^2 + (\Sigma K_{uh})^2} \\
&= \sqrt{(2439.54 + 106.8)^2 + (6984.22 + 320.41)^2} \\
&= 7735.51 \text{ kg} < \emptyset R_n = 14896.425 \text{ kg}
\end{aligned}$$

Jarak tapi

$$S_1 = 50 \text{ mm}$$

Jarak antar baut

$$\begin{aligned}
S_2 &= 2x^{2/3} \times d \\
&= 2x^{2/3} \times 20 \\
&= 100 \text{ mm}
\end{aligned}$$

b. Sambungan Arah y

Pembagian beban momen:

$$\begin{aligned}
Mu_{badan} &= \frac{I_{badan}}{I_{profil}} Mu_x \\
&= \frac{1/12 \times 1.2 \times (6 - 2 \times 2)^3}{127020} \times 88417.83 \\
&= 12224.52 \text{ kgm} \\
Mu_{sayap} &= Mu - Mu_{badan} \\
&= 88417.83 - 12224.52 \\
&= 76193.31 \text{ kgm}
\end{aligned}$$

- Sambungan pada sayap kolom

Kuat geser

$$\begin{aligned}
 R_n &= F_n A_b \\
 &= 620 \times 314.16 \\
 &= 194778.74 \text{ N} = 19861.90 \text{ kg} \\
 \phi R_n &= 0.75 R_n \\
 &= 0.75 \times 19861.90 \\
 &= 14896.425 \text{ kg}
 \end{aligned}$$

Kuat tumpu

$$\begin{aligned}
 R_n &= 1.2 l_c t F_u \\
 &= 1.2 \times 26 \times 20 \times 500 \\
 &= 336000 \text{ N} \approx 34262.464 \text{ kg} \\
 \phi R_n &= 0.75 R_n \\
 &= 0.75 \times 34262.464 \\
 &= 25696.848 \text{ kg}
 \end{aligned}$$

Gaya kopel pada sayap

$$\begin{aligned}
 T &= \frac{Mu_{sayap}}{d} \\
 &= \frac{76193.31}{0.6} \\
 &= 126988.85
 \end{aligned}$$

Total gaya pada sayap

$$\begin{aligned}
 Pu_{total} &= T + Pu_{sayap}/4 \\
 &= 126988.85 + 40091.824/4 \\
 &= 76842.66 \text{ kg}
 \end{aligned}$$

Jumlah baut

$$\begin{aligned}
 n &= \frac{Pu_{total}}{\phi R_n} \\
 &= \frac{137011.8}{25696.84} \\
 &= 4.33 \text{ buah} \approx 6 \text{ buah}
 \end{aligned}$$

Jarak tepi

$$S_1 = 50 \text{ mm}$$

Jarak antar baut

$$\begin{aligned} S_2 &= 2x^{2/3}xd \\ &= 2x^{2/3}x20 \\ &= 100 \text{ mm} \end{aligned}$$

- **Sambungan pada badan kolom**

Kuat geser

$$\begin{aligned} R_n &= F_n A_b \\ &= 620x314.16 \\ &= 194778.74 \text{ N} = 19861.90 \text{ kg} \\ \phi R_n &= 0.75R_n \\ &= 0.75x19861.90 \\ &= 14896.425 \text{ kg} \end{aligned}$$

Kuat tumpu

$$\begin{aligned} R_n &= 1.2l_c t F_u \\ &= 1.2x26x20x500 \\ &= 336000 \text{ N} \approx 34262.464 \text{ kg} \\ \phi R_n &= 0.75R_n \\ &= 0.75x34262.464 \\ &= 25696.848 \text{ kg} \end{aligned}$$

Momen pada titik berat sambungan

$$\begin{aligned} Mu &= \frac{Mu_{sayap} + Vu_y x e}{2} \\ &= \frac{76193.31 + 29600.14x0.2}{2} \\ &= 82113.34 \text{ kg} \end{aligned}$$

Perkiraan jumlah baut

$$n = \sqrt{\frac{6Mu}{\mu x \phi R_n}}$$

$$\begin{aligned}
&= \sqrt{\frac{6 \times 82113.34}{10 \times 0.5 \times 1 \times 14896.425}} \\
&= 2.54 \text{ buah} \approx 6 \text{ buah}
\end{aligned}$$

Akibat P_u

$$\begin{aligned}
K_{uv1} &= \frac{P_{u_{\text{badan}}}}{2n} \\
&= \frac{78065.47}{2 \times 6} \\
&= 6505.45 \text{ kg}
\end{aligned}$$

Akibat P_u

$$\begin{aligned}
K_{uh1} &= \frac{V_{u_y}}{n} \\
&= \frac{29600.14}{6} \\
&= 4933.356 \text{ kg}
\end{aligned}$$

Akibat M_u

$$\begin{aligned}
K_{uv1} &= \frac{M_{u_{\text{total}}} \cdot x}{\Sigma(x^2 + y^2)} \\
&= \frac{82113.34 \times 5}{1200} \\
&= 342.14 \text{ kg} \\
K_{uh1} &= \frac{M_{u_{\text{total}}} \cdot}{\Sigma(x^2 + y^2)} \\
&= \frac{82113.34 \times 15}{1200} \\
&= 1026.41 \text{ kg}
\end{aligned}$$

Sehingga

$$K_{u_{\text{total}}} = \sqrt{(\Sigma K_{uv})^2 + (\Sigma K_{uh})^2}$$

$$= \sqrt{(6505.45 + 342.14)^2 + (4933.356 + 1026.41)^2}$$

$$= 9077.8 \text{ kg} < \phi R_n = 14896.425 \text{ kg}$$

Jarak tapi

$$S_1 = 50 \text{ mm}$$

Jarak antar baut

$$S_2 = 2x^{2/3}xd$$

$$= 2x^{2/3}x20$$

$$= 100 \text{ mm}$$

6.3.1 Sambungan kolom dengan *base plate*

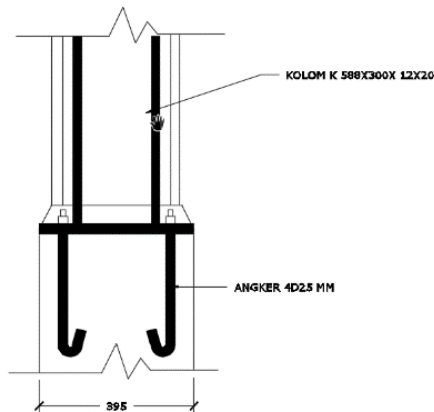
Perencanaan *base plate* digunakan untuk menghubungkan kolom baja dengan kolom pedestal. Plat sambung yang digunakan yaitu dengan ketebalan $t_p = 35 \text{ mm}$. Dari hasil analisis SAP 2000 didapat gaya yang bekerja pada kolom lantai dasar adalah :

$$P_u = 400064.68 \text{ kg}$$

$$V_u = 56585.74 \text{ kg}$$

$$M_{ux} = 48722.17 \text{ kgm}$$

$$M_{uy} = 94781.72 \text{ kgm}$$



Gambar 6.4 Sambungan Kolom dengan *Base Plate*

- Sambungan Las pada End Plate

Kontrol las pada daerah yang diarsir pada profil K 588 x300x12x20 dengan asumsi $t_e = 1.00$ cm sehingga didapat:

$$A_{las} = [(8 \times 24) + (8 \times 32.2)] = 377.6 \text{ cm}^2$$

$$\begin{aligned} I_x = I_y &= 4 \left(\frac{1}{12} x 23.2 x 1^3 + \frac{1}{12} x 1 x 24^3 + 1 x 23.2 x 12^2 \right) + \\ &4 \left(\frac{1}{12} x 24 x 1^3 + \frac{1}{12} x 1 x 23.2^3 + 1 x 24 x 0.5^2 \right) \\ &= 22165.66 \text{ cm}^4 \end{aligned}$$

$$I_y = I_x$$

$$W_x = \frac{I_x}{y} = \frac{22165.66}{12} = 1847.14 \text{ cm}^3$$

$$W_y = \frac{I_y}{x} = \frac{22165.66}{11.6} = 1910.83 \text{ cm}^3$$

$$\begin{aligned} f_{total} &= \frac{P_u}{A_{las}} + \frac{M_x}{W_x} + \frac{M_y}{W_y} \\ &= \frac{400064.68}{377.6} + \frac{48722.17}{1847.14} + \frac{94781.72}{1910.8} \\ &= 1135.473 \text{ kg/cm}^2 \end{aligned}$$

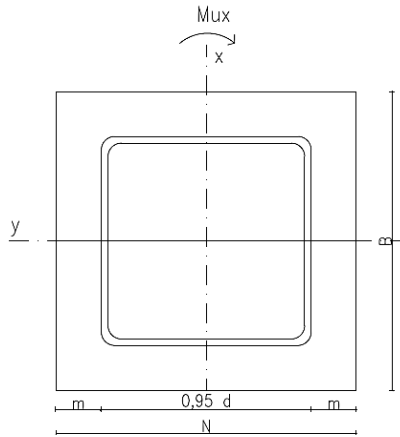
Kuat rencana las $t_e = 1 \text{ cm}$

$$\begin{aligned} \phi R_n &= \phi F_{mw} A_{we} \\ &= 0.8 \times 0.6 \times 90 \times 47.2 \times 1 \\ &= 2039.04 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} t_c &= \frac{f_{total}}{\phi R_n} \\ &= \frac{1135.473}{2039.04} \\ &= 0.55 \text{ cm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} a_{perlu} &= \frac{t_c}{0.707} \\ &= \frac{0.707}{0.707} \\ &= 0.787 \text{ cm} \approx 1 \text{ cm} \end{aligned}$$

- Perhitungan *base plate*



Gambar 6.5 Arah Beban Sumbu X pada Base Plate

Direncanakan diameter baut = 16 mm

Direncanakan Dimensi Baseplate 75x75 cm

$$\begin{aligned} f_{p\max} &= \phi_c \times 0,85 \times f_c' \\ &= 0,65 \times 0,85 \times 350 \\ &= 193,4 \text{ kg/cm}^2 \end{aligned}$$

$$q_{\max} = 193,4 \times 75 = 14505 \text{ kg/cm}$$

$$\begin{aligned} e_{kritis} &= \frac{N}{2} - \frac{P_u}{2q_{\max}} \\ &= \frac{750}{2} - \frac{400064.68}{2 \cdot 14505} \\ &= 23.7 \text{ cm} \end{aligned}$$

$$e = \frac{M_u}{P_u} = \frac{94781.72}{400064.6} = 0.23 \text{ cm} < e_{kritis}$$

Termasuk dalam kategori baseplate yang memikul gaya aksial, gaya geser dan juga momen lentur dengan intensitas yang cukup kecil, sehingga distribusi tegangan tidak terjadi sepanjang baseplate, namun momen lentur yang bekerja masih belum mengakibatkan baseplate terangkat dari beton penumpu. Angkur terpasang hanya berfungsi sebagai penahan gaya geser, disamping itu angkur tersebut juga berfungsi menjaga stabilitas struktur selama masa konstruksi.

Jika $f = 375$ mm adalah jarak baut angkur ke as kolom, maka penyelesaian untuk mencari Y adalah :

$$Y = \frac{P_u}{q_{\max}} = \frac{400064.6}{14505} = 27.5 \text{ cm} \approx 275 \text{ mm}$$

Sisi desak : pelat kantilever $m = 50 \text{ mm} < Y = 275 \text{ mm}$, maka tebal pelat landasan untuk memikul gaya reaksi beton adalah :

$$f_p = \frac{P_u}{B \cdot Y} = \frac{400064.6}{750 \times 275} = 19,39 \text{ MPa}$$

$$t_p \geq 1,5m \sqrt{\frac{f_p}{f_y}}$$

$$t_p \geq 1,5 \cdot 50 \sqrt{\frac{19,39}{250}} = 27.84 \text{ mm} \approx 30 \text{ mm}$$

Maka tebal pelat landasan yang dipakai 30 mm.

Gaya pada angkur adalah

Dipakai baut angkur A325 Ø16 mm ($f_u = 825 \text{ MPa}$)

- Kuat rencana geser dan tumpu (1 bidang geser)

$$\begin{aligned} \phi R_n &= \phi_u^c A_b \\ &= 0,75 \times 8250 \times 2,01 \\ &= 12436,875 \text{ kg} \end{aligned}$$

- Kontrol kuat tumpu

$$1.2l_c = 1,2 \times (2,5 - 16/2) \\ = 2,04 \text{ cm}$$

$$2.4d_b = 2.4 \times 1.6 \\ = 3.80 \text{ cm}$$

Jumlah baut angkur yang dibutuhkan (diambil jumlah yang terbesar antara gaya geser V_{ux} dan V_{uy})

$$n = \frac{V_{uy}}{\phi_f \cdot V_n} = \frac{56585.74}{12436,875} = 4.54$$

“Halaman ini sengaja dikosongkan”

BAB VII

PERENCANAAN PONDASI

7.1 Umum

Perencanaan pondasi merupakan perencanaan struktur bawah bangunan. Pondasi pada umumnya berlaku sebagai komponen struktur pendukung bangunan yang terbawah dan berfungsi sebagai elemen terakhir yang meneruskan beban ke tanah. Pondasi pada gedung ini direncanakan memakai pondasi tiang pancang jenis *pencil pile shoe* produk dari PT. WIKA (Wijaya Karya) Beton. Pada bab perencanaan pondasi pembahasan meliputi perencanaan jumlah tiang pancang yang dibutuhkan, perencanaan poer (pile cap) dan perencanaan sloof (Tie beam).

7.2 Beban Struktur

Beban struktur menentukan bagaimana perencanaan pondasi yang akan dilakukan. beban struktur disalurkan melalui kolom kemudian ke tiang pancang. Beban yang bekerja pada pondasi dihitung menurut SNI 1726:2012 kombinasi beban untuk metoda tegangan ijin. Kombinasi beban-beban dibawah ini adalah kombinasi beban untuk menghitung pondasi dengan metode tegangan ijin.

- $1D$
- $D + L$
- $D + 0,75L$
- $D + 0,7E$
- $D + 0,75L + 0,75(0,7E)$
- $0,6D + 0,7E$

Dari kombinasi beban di atas dilakukan control dari masing-masing kombinasi untuk menentukan perhitungan jumlah tiang pancang, defleksi dan momen yang terjadi pada reaksi perletakan.

Output dari joint reaction ini kemudian dipilih sesuai kombinasi maksimum yang paling menentukan dalam perhitungan P_{ijin} 1 tiang. Berikut ini adalah output dari joint reaction pada pondasi.

Tabel 7.1 Beban Maksimum Pada Kolom (Tipe 1)

Kombinasi	Hx	Hy	P	MX	MY
	ton	ton	ton	tonm	tonm
1D + 1L	10.00	5.96	816.77	5.09	5.85
1D + 0,7Ey Max	4.87	12.05	363.37	22.43	5.70
1D + 0,7Ex Max	8.86	8.15	364.72	4.68	23.25
1D + 0,75L + 0,525Ey Max	9.70	12.66	812.08	18.14	6.29
1D + 0,75L + 0,525Ex Max	12.69	9.73	813.10	6.67	19.45
1D + 0,75L	9.32	5.52	811.27	4.64	5.28
1D	7.27	4.23	603.80	3.30	3.57
0,6D + 0,7Ey Max	4.87	12.05	363.37	22.43	5.70
0,6D + 0,7Ex Max	8.86	8.15	364.72	4.68	23.25

Tabel 7.2 Beban maksimum Pada Shearwall (Tipe 2)

Kombinasi	Hx	Hy	P	MX	MY
	ton	ton	ton	tonm	tonm
1D + 1L	12.38	13.70	826.96	11.09	8.13
1D + 0,7Ey Max	46.15	111.05	1768.89	40.23	9.91
1D + 0,7Ex Max	98.62	44.88	1630.17	12.07	38.83
1D + 0,75L + 0,525Ey Max	39.17	87.78	1580.90	34.15	10.20
1D + 0,75L + 0,525Ex Max	78.52	38.15	1481.51	13.03	31.87
1D + 0,75L	11.65	13.16	800.89	10.49	7.76
1D	9.46	11.56	725.99	8.68	6.66
0,6D + 0,7Ey Max	9.46	11.56	725.99	8.68	6.66
0,6D + 0,7Ex Max	94.84	40.25	1341.10	8.59	36.23

7.3 Kriteria Design

7.3.1 Spesifikasi Tiang Pancang

Pada perencanaan pondasi gedung ini, digunakan pondasi tiang pancang jenis *Prestressed Concrete Spun Piles* Produk dari PT. Wijaya Karya Beton.

1. Tiang pancang beton pracetak (*precast concrete pile*) dengan bentuk penampang bulat.
2. Mutu beton tiang pancang K-800 (*concrete cube compressive strength is 800 kg/cm² at 28 days*).

Berikut ini, spesifikasi tiang pancang yang akan digunakan,

- *Outside Diameter (D)* : 800 mm
- *Wall Thickness* : 120 mm
- *Class* : C
- *Concrete Cross Section* : 2564 cm²
- *Unit Weight* : 641 kg/m
- *Length* : 6-24 m
- *Bending momen crack* : 40,70 tm
- *Bending momen ultimate* : 63,6 tm
- *Allowable axial Load* : 415 ton

a. Data Tanah

Data tanah diperlukan untuk merencanakan pondasi yang sesuai dengan jenis dan kemampuan daya dukung tanah tersebut. Data tanah didapatkan melalui penyelidikan tanah pada lokasi dimana struktur tersebut akan dibangun. Dalam hal ini data tanah yang digunakan untuk perencanaan pondasi gedung Apartemen Bale Hinggil Surabaya adalah data tanah pembangunan Pembangunan Jalan Tol Surabaya - Gresik hasil Uji Laboratorium Mekanika Tanah Jurusan Teknik Sipil ITS Surabaya.

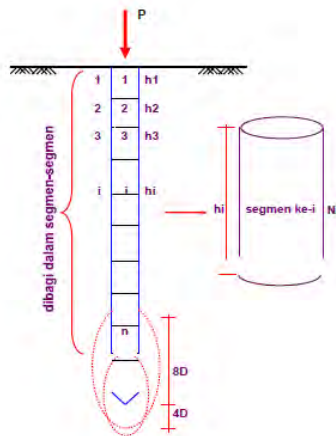
b. Daya Dukung

• Daya Dukung Tiang Pancang Tunggal

Daya dukung SPT dari lapangan tidak dapat langsung digunakan untuk perencanaan tiang pancang. Harus dilakukan koreksi terlebih dahulu terhadap data SPT asli. Metode perhitungan menggunakan cara dari *Terzaghi Bazaraa* 1960, adapun perhitungannya adalah sebagai berikut:

1. Koreksi terhadap muka air tanah
Khusus untuk tanah berpasir halus, pasir berlanau, dan pasir berlempung, yang berada dibawah muka air tanah dan hanya bila $N > 15$:
 - a. $N_1 = 15 + \frac{1}{2}(N-15)$
 - b. $N_1 = 0.6 N$
 Kemudian pilih harga N_1 yang terkecil
2. Koreksi terhadap Overburden
Dari harga N_1 dikoreksi lagi untuk pengaruh tekanan tanah vertikal
 $N_2 = 4N_1 / (1 + 0.4 P_o)$ untuk $P_o < 7.5$ ton
 $N_2 = 4N_1 / (3.25 + 0.1 P_o)$ untuk $P_o > 7.5$ ton

Tiang pancang dibagi menjadi n segmen, seperti gambar berikut



Gambar 7.1 Pembagian segmen tiang pancang

$$P_{ult} = C_n \cdot A_{ujung} + \sum C_{li} \cdot \Delta s_i$$

Dimana:

- C_{li} = hambatan geser tiang pada segmen i
 C_{li} = f_{si}
 Δs_i = Luas selimut tiang

O_i = keliling tiang

C_n = 40 N

Hargn N merupakan rata-rata N2 4D dibawah ujung sampa 8D diatas ujung tiang.

$C_{li} = F_{si} = 2$

Sehingga:

$P_{ult\ tiang} = 40\ N\ A\ ujung + \Sigma(N_i/2)\ A_{si}$

$P_{ijin\ tiang} = P_{ult}/SF$, dengan $SF = 2$

Tabel 7.3 Daya Dukung Tanah

Dep th (m)	N (bl/f t)	L/ P	N >15sa nd	γ_{sat} (t/m 3)	γ' (t/m 3)	Po (ton/m 2)	N Corr	N rata2 ujung	Quju ng (ton)	fsi (ton/m 2)	Rsi (ton)	Σ Rsi (ton)	Qult = Qujung + Σ Rsi	Qijin = Qult/SF SF=3 ; (ton)
0	0	L	0	1.67	0.67	0.67	0.00	0.00	0.00	0.00	0.0 0	0.00	0.00	0.00
1	0	L	0	1.67	0.67	1.34	0.00	0.00	0.00	0.00	0.0 0	0.00	0.00	0.00
2	0	L	0	1.67	0.67	2.01	0.00	0.00	0.00	0.00	0.0 0	0.00	0.00	0.00
3	0	L	0	1.67	0.67	2.68	0.00	0.00	0.00	0.00	0.0 0	0.00	0.00	0.00
4	0	L	0	1.67	0.67	3.35	0.00	0.20	3.99	0.00	0.0 0	0.00	3.99	1.33
5	0	L	0	1.67	0.67	4.02	0.00	0.38	7.65	0.00	0.0 0	0.00	7.65	2.55
6	1	L	1	1.67	0.67	4.69	1.39	0.55	11.0 2	0.70	1.7 5	1.75	12.76	4.25
7	1	L	1	1.67	0.67	5.36	1.27	0.70	14.1 2	0.64	1.6 0	3.35	17.46	5.82
8	1	L	1	1.67	0.67	6.03	1.17	0.85	16.9 9	0.59	1.4 7	4.82	21.81	7.27
9	1	L	1	1.73	0.73	6.76	1.08	0.99	19.8 1	0.54	1.3 6	6.18	25.99	8.66
10	1	L	1	1.73	0.73	7.49	1.00	1.12	22.5 9	0.50	1.2 6	7.43	30.02	10.01
11	1	L	1	1.73	0.73	8.22	0.98	1.06	21.3 1	0.49	1.2 3	8.67	29.98	9.99

12	1	L	1	1.73	0.73	8.95	0.96	1.01	20.3 4	0.48	1.2 1	9.88	30.22	10.07
13	1	L	1	1.73	0.73	9.69	0.95	1.11	22.2 3	0.47	1.1 9	11.0 7	33.31	11.10
14	1	L	1	1.73	0.73	10.42	0.93	1.21	24.3 1	0.47	1.1 7	12.2 4	36.55	12.18
15	2	L	2	1.73	0.73	11.15	1.83	1.32	26.5 3	0.92	2.3 0	14.5 5	41.08	13.69
16	2	L	2	1.73	0.73	11.88	1.80	1.55	31.2 2	0.90	2.2 7	16.8 1	48.04	16.01
17	2	L	2	1.74	0.74	12.62	1.77	2.03	40.7 8	0.89	2.2 3	19.0 4	59.82	19.94
18	3	L	3	1.74	0.74	13.36	2.62	2.86	57.4 7	1.31	3.2 9	22.3 3	79.80	26.60
19	5	L	5	1.74	0.74	14.10	4.29	3.91	78.6 9	2.15	5.3 9	27.7 2	106.41	35.47
20	8	L	8	1.74	0.74	14.84	6.76	5.41	108. 72	3.38	8.4 9	36.2 2	144.94	48.31
21	10	L	10	1.74	0.74	15.58	8.32	7.23	145. 27	4.16	10. 45	46.6 7	191.94	63.98
22	15	L	15	1.74	0.74	16.32	12.2 9	9.24	185. 85	6.14	15. 44	62.1 1	247.97	82.66
23	18	L	18	1.74	0.74	17.07	14.5 3	11.33	227. 86	7.26	18. 25	80.3 7	308.22	102.74
24	20	L	20	1.74	0.74	17.81	15.9 0	13.37	268. 78	7.95	19. 98	100. 35	369.13	123.04
25	22	L	22	1.74	0.74	18.54	17.2 4	15.23	306. 24	8.62	21. 66	122. 02	428.26	142.75
26	24	L	24	1.74	0.74	19.28	18.5 4	16.94	340. 59	9.27	23. 30	145. 31	485.91	161.97
27	26	L	26	1.74	0.74	20.02	19.8 0	18.15	364. 87	9.90	24. 88	170. 20	535.07	178.36

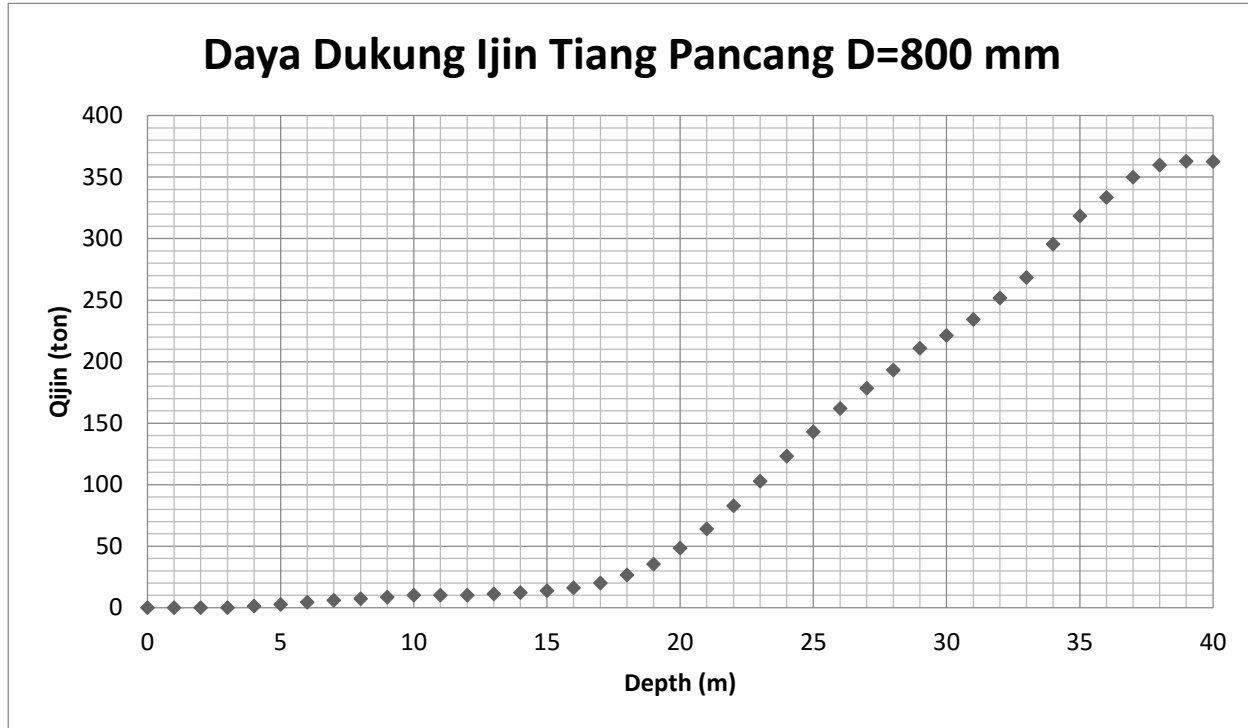
28	27	L	27	1.74	0.74	20.76	20.2 8	19.10	384. 02	10.14	25. 48	195. 68	579.70	193.23
29	28	L	28	1.74	0.74	21.50	20.7 4	20.43	410. 84	10.37	26. 07	221. 75	632.58	210.86
30	29	L	29	1.74	0.74	22.23	21.1 9	20.65	415. 28	10.60	26. 63	248. 38	663.66	221.22
31	35	L	35	1.74	0.74	22.97	25.2 4	21.02	422. 54	12.62	31. 71	280. 09	702.64	234.21
32	44	P	26	1.74	0.74	23.71	18.7 9	23.14	465. 22	3.76	9.4 4	289. 54	754.75	251.58
33	50	P	30	1.75	0.75	24.46	21.0 7	25.13	505. 25	4.21	10. 59	300. 13	805.37	268.46
34	50	L	50	1.75	0.75	25.21	34.6 6	26.99	542. 70	17.33	43. 55	343. 68	886.38	295.46
35	50	L	50	1.75	0.75	25.95	34.2 1	28.25	568. 07	17.11	43. 00	386. 67	954.74	318.25
36	50	L	50	1.75	0.75	26.70	33.7 8	28.41	571. 29	16.89	42. 45	429. 13	1000.42	333.47
37	45	L	45	1.75	0.75	27.45	30.0 3	28.98	582. 77	15.01	37. 73	466. 86	1049.63	349.88
38	40	L	40	1.75	0.75	28.20	26.3 6	28.82	579. 53	13.18	33. 12	499. 98	1079.51	359.84
39	35	L	35	1.75	0.75	28.95	22.7 8	27.85	559. 97	11.39	28. 63	528. 61	1088.59	362.86
40	31	L	31	1.75	0.75	29.69	19.9 4	26.58	534. 38	9.97	25. 05	553. 67	1088.05	362.68

Sehingga diambil kedalaman tiang pancang sebagai berikut :

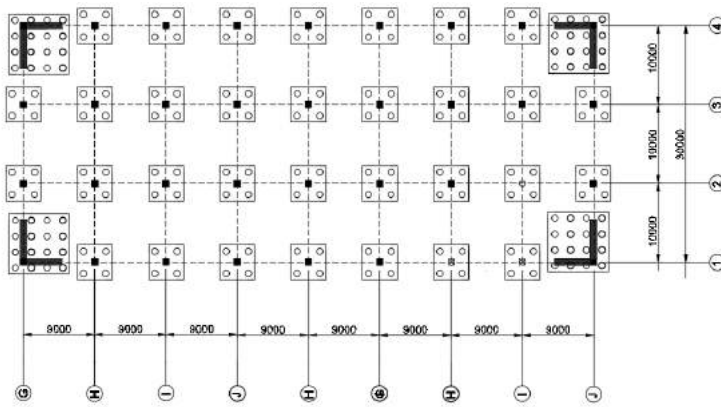
Beban ijin aksial 1 tiang = 415 ton

Beban ijin aksial 1 tiang dibagi SF=2 = 207,5 ton

Pada Kedalaman 28m daya dukung tanah = 193,23 ton
Sehingga kedalaman tiang pancang sebesar = 28 m



Gambar 7.2 Grafik Daya Dukung Ijin Tiang Pancang Terhadap Kedalaman



Gambar 7.3 Denah Pondasi

• Kontrol Beban Maksimul 1 Tiang Pancang

Beban maksimum yang bekerja pada satu tiang dalam tiang kelompok dihitung berdasarkan gaya aksial dan momen yang bekerja pada tiang. Momen pada tiang dapat menyebabkan gaya tekan atau tarik pada tiang, namun yang diperhitungkan hanya gaya tekan karena gaya tarik dianggap lebih kecil dari beban gravitasi struktur, sehingga berlaku persamaan :

$$P_{max} = \frac{P}{n} + \frac{M_y \cdot X_{max}}{\Sigma X^2} + \frac{M_x \cdot Y_{max}}{\Sigma Y^2} \leq P_{ijin} \text{ (1 tiang)}$$

Kontrol ini dilakukan pada tiap jenis susunan tiang pancang. Sebelumnya terlebih dahulu ditentukan jumlah tiang pancang dalam group dengan cara coba-coba dan sesuai dengan besar pile cap. Untuk beberapa contoh perhitungan dilakukan perhitungan dengan menggunakan group tiang pancang tipe 1 dengan kombinasi beban 1D + 1L.

$$P = 816.77 \text{ ton}$$

$$N = 5 \text{ tiang}$$

$$M_x = M_x + (H_y \times t_{poer}) = 5,09 \times (5.96 \times 1) = 11.04 \text{ tm}$$

$$M_y = M_y + (H_x \times t_{poer}) = 5.85 \times (10 \times 1) = 15.85 \text{ tm}$$

$$X_{max} = 1 \text{ m}$$

$$Y_{\max} = 1 \text{ m}$$

$$P_{\max} = \frac{163.35}{5} + \frac{15.85 \times 1}{7.84} + \frac{11.04 \times 1}{7.84} \leq 193,23 \text{ t}$$

$$170.08 \text{ t} \leq 193,23 \text{ t (1 tiang)} \dots \text{OK}$$

Tabel 7.4 Kontrol Beban Maksimum Tiang Pancang (Tipe 1)

TIPE	Kebutuhan	P/n (ton)	My . Xmax	Σx^2	Mx . Ymax	Σy^2	Pmax (ton)	Pijin tanah (ton)	Pmax
	tiang (buah)								< Pijin
TIPE 1	5.00	163.35	15.85	4	11.04	4	170.08	193.23	OK
	5.00	72.67	10.56	4	34.48	4	83.93	193.23	OK
	5.00	72.94	32.11	4	12.83	4	84.18	193.23	OK
	5.00	162.42	15.99	4	30.80	4	174.11	193.23	OK
	5.00	162.62	32.14	4	16.40	4	174.75	193.23	OK
	5.00	162.25	14.60	4	10.17	4	168.45	193.23	OK
	5.00	120.76	10.84	4	7.53	4	125.35	193.23	OK
	5.00	72.67	10.56	4	34.48	4	83.93	193.23	OK
	5.00	72.94	32.11	4	12.83	4	84.18	193.23	OK

Tabel 7.5 Kontrol Beban Maksimum Tiang Pancang (Tipe 2)

TIPE	Kebutuhan	P/n (ton)	My . Xmax	Σx^2	Mx . Ymax	Σy^2	Pmax (ton)	Pijin tanah (ton)	Pmax
	tiang (buah)								< Pijin
TIPE 2	54.00	51.69	164.10	80	123.93	80	55.29	193.23	OK
	54.00	110.56	448.46	80	756.42	80	125.62	193.23	OK
	54.00	101.89	1099.57	80	284.71	80	119.19	193.23	OK
	54.00	98.81	394.95	80	609.66	80	111.36	193.23	OK
	54.00	92.59	883.10	80	255.88	80	106.83	193.23	OK
	54.00	50.06	155.31	80	118.25	80	53.48	193.23	OK
	54.00	45.37	128.95	80	101.21	80	48.25	193.23	OK
	54.00	45.37	128.95	80	101.21	80	48.25	193.23	OK
	54.00	83.82	1048.50	80	244.23	80	99.98	193.23	OK

- Daya Dukung Tiang Pancang Kelompok**

Untuk mengetahui jumlah tiang pancang yang dibutuhkan dalam satu kolom adalah dengan membagi beban aksial dan daya dukung ijin satu tiang. Perhitungan ditunjukkan pada tabel 4.47.

$$n = \frac{P_n}{P_{ijin}}$$

Terdapat beberapa tipe susunan tiang pancang berdasarkan satu berat kolom yang dipikulnya. Jumlah tiang pancang direncanakan jarak nya sesuai dengan yang diijinkan. Tebal poer yang direncanakan pada tiang pancang group sebesar 1.5 meter.

- Jarak antar tiang :
 $2.5 D \leq S \leq 3 D$
 $2.5 \times 80 \leq S \leq 3 \times 80$
 $180 \text{ cm} \leq S \leq 240 \text{ cm}$
 Digunakan jarak antar tiang = 200 cm
- Jarak tepi tiang pancang :
 $1 D \leq S1 \leq 2 D$
 $1 \times 80 \leq S1 \leq 2 \times 80$
 $80 \text{ cm} \leq S1 \leq 160 \text{ cm}$
 Digunakan jarak tiang ke tepi = 80 cm

c. Pengaturan jarak tiang pancang pondasi kolom

Perhitungan daya dukung tiang pancang kelompok untuk daya dukung pondasi kelompok harus dikoreksi terlebih dahulu dengan koefisien efisiensi (η) menurut Seiler-Keeney Formula.

$$\eta = \left(1 - \frac{36 \times S}{(75 \times S^2 - 7)} \times \left(\frac{m + n - 2}{m + n - 1} \right) \right) + \frac{0,3}{m + n}$$

Dimana :

D = diameter tiang pancang

S = jarak antar tiang pancang

m = jumlah baris tiang pancang dalam group

n = jumlah kolom tiang pancang dalam group

$$Q_L (\text{group}) = Q_L (1 \text{ tiang}) \times n \times \eta$$

Dimana $Q_L (\text{group})$ harus lebih besar dari P yang terjadi.

Contoh perhitungan,

$$\eta = \left(1 - \frac{36 \times 2}{(75 \times 2^2 - 7)} \times \left(\frac{3 + 3 - 2}{3 + 3 - 1} \right) \right) + \frac{0,3}{3 + 3}$$

$$= 0.853$$

$$Q_L (\text{group}) = Q_L (1 \text{ tiang}) \times n \times \eta$$

$$= 193.23 \times 5 \times 0.853$$

$$= 824.5249 \text{ ton}$$

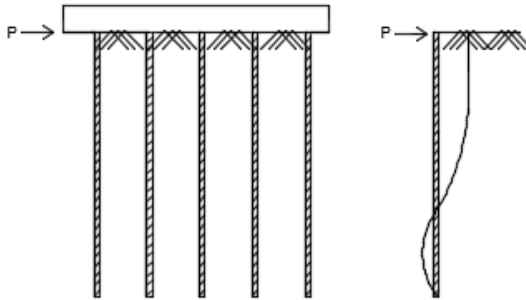
Tabel 7.6 Perhitungan Jumlah Tiang Pancang Kelompok 1

TIPE	Pijin	Jumlah	m	n	S	η	Ql	Pijin tiang	Ql(group)
	tanah (ton)	Tiang	kolom	baris	m		ton	ton	> Pijin
TIPE 1	193.23	5.00	3	3	2	0.853413	824.5249	816.77	OK
	193.23	5.00	3	3	2	0.853413	824.5249	363.37	OK
	193.23	5.00	3	3	2	0.853413	824.5249	364.72	OK
	193.23	5.00	3	3	2	0.853413	824.5249	812.08	OK
	193.23	5.00	3	3	2	0.853413	824.5249	813.10	OK
	193.23	5.00	3	3	2	0.853413	824.5249	811.27	OK
	193.23	5.00	3	3	2	0.853413	824.5249	603.80	OK
	193.23	5.00	3	3	2	0.853413	824.5249	363.37	OK
	193.23	5.00	3	3	2	0.853413	824.5249	364.72	OK

Tabel 7.7 Perhitungan Jumlah Tiang Pancang Kelompok 2

TIPE	Pijin	Jumlah	m	n	S	η	Ql	Pijin tiang	Ql(group)
	tanah (ton)	Tiang	kolom	baris	m		ton	ton	> Pijin
TIPE 2	193.23	16.00	4	4	2	0.826871	2556.421	826.96	OK
	193.23	16.00	4	4	2	0.826871	2556.421	1768.89	OK
	193.23	16.00	4	4	2	0.826871	2556.421	1630.17	OK
	193.23	16.00	4	4	2	0.826871	2556.421	1580.90	OK
	193.23	16.00	4	4	2	0.826871	2556.421	1481.51	OK
	193.23	16.00	4	4	2	0.826871	2556.421	800.89	OK
	193.23	16.00	4	4	2	0.826871	2556.421	725.99	OK
	193.23	16.00	4	4	2	0.826871	2556.421	725.99	OK
	193.23	16.00	4	4	2	0.826871	2556.421	1341.10	OK

d. Kontrol Kekutan Tiang Terhadap Gaya Lateral



Gambar 7.4 Diagram Gaya Lateral Tiang

Gaya lateral yang bekerja pada tiang dapat menyebabkan terjadinya defleksi dan momen. Oleh karena itu harus dilakukan kontrol terhadap defleksi yang terjadi pada tiang.

Kontrol defleksi tiang :

$$\delta = Fd \left(\frac{PT^3}{EI} \right) \leq 2.5 \text{ cm}$$

δ = defleksi yang terjadi

Fd = koefisien defleksi

P = Gaya lateral 1 tiang

T = *Relative stiffnes Factor*

Tipe 1

Jumlah tiang = 4

H_{\max} = 4,57 t

H_{\max} 1 tiang = 1.73 t

f (soil modulus of elacticity coefficient)

Didapatkan dari grafik *Immediate Settlement of Isolate Footing*

$C_u = 0.06 \text{ kg/cm}^2$

$$Q_u = 2 \times C_u = 2 \times \frac{0,06}{0.977} = 0.12282 \frac{t}{ft^3}$$

Maka didapatkan $f = 6 \text{ t/ft}^3 = 0,192 \text{ kg/cm}^3$

$$T = \left(\frac{EI}{f}\right)^{\frac{1}{5}}$$

$$E = 364060.43 \text{ kg/cm}^2$$

$$I = \frac{1}{64} \times \frac{22}{7} \times (800 - 120)^4 = 961450.28 \text{ cm}^4$$

$$T = \left(\frac{EI}{f}\right)^{\frac{1}{5}} = \left(\frac{364060.43 \times 961450.28}{0.192}\right)^{\frac{1}{5}} = 283,22 \text{ cm}$$

Fd(deflection coefficient)

Didapatkan dari grafik *Influence Value fot Laterally Loaded Pile*

$$L = 28 \text{ m} = 2800 \text{ cm (kedalaman tiang pancang)}$$

$$T = 283,22 \text{ cm}$$

$$L/T = 9,89$$

Maka didapatkan $Fd = 0.893$

$$\delta = Fd \left(\frac{PT^3}{EI}\right) \leq 2.5 \text{ cm}$$

$$\delta = 0.893 \left(\frac{2 \times 283,22^3}{364060,43 \times 961450,28}\right) \leq 2,5 \text{ cm}$$

$$\delta = 0,116 \text{ cm} \leq 2,5 \text{ cm} \dots \text{Ok}$$

Kontrol Momen :

$$M_{\text{crack}} = 40,7 \text{ tm (tabel spesifikasi tiang pancang)}$$

Fm(moment coefficient)

Didapatkan dari grafik *Influence Value fot Laterally Loaded Pile*

$$L/T = 9,89$$

Maka didapatkan $Fm = 0.85$

$$M = Fm(PT) \leq M_{\text{banding crack}}$$

$$M = 0,85 \times (2 \times 2,83) \leq 40.7 \text{ tm}$$

$$M = 4.816 \text{ tm} \leq 40,7 \text{ tm} \quad \text{Ok}$$

Tabel 7.8 Kontrol Kekuatan Tiang Terhadap Gaya Lateral 1

TIPE	Hmax	g	g	Mmax	Mcrack	Mmax
	ton	cm	< 2,5 cm	tonm	tonm	< Mcrack
TIPE 1	2.00	0.116016	OK	4.816821	40.7	OK
	2.41	0.139731	OK	5.801437	40.7	OK
	1.77	0.102717	OK	4.264684	40.7	OK
	2.53	0.146782	OK	6.094198	40.7	OK
	2.54	0.147183	OK	6.110833	40.7	OK
	1.86	0.108096	OK	4.487983	40.7	OK
	1.45	0.084335	OK	3.501479	40.7	OK
	2.41	0.139731	OK	5.801437	40.7	OK
	1.77	0.102717	OK	4.264684	41.7	OK

Tabel 7.9 Kontrol Kekuatan Tiang Terhadap Gaya Lateral 2

TIPE	Hmax	g	g	Mmax	Mcrack	Mmax
	ton	cm	< 2,5 cm	tonm	tonm	< Mcrack
TIPE 2	0.86	0.049638	OK	2.060921	40.7	OK
	6.94	0.402456	OK	16.70943	40.7	OK
	6.16	0.357395	OK	14.83856	40.7	OK
	5.49	0.318121	OK	13.20795	40.7	OK
	4.91	0.284553	OK	11.81427	40.7	OK
	0.82	0.047704	OK	1.980593	40.7	OK
	0.72	0.0419	OK	1.739627	40.7	OK
	0.72	0.0419	OK	1.739627	40.7	OK
	5.93	0.343679	OK	14.2691	41.7	OK

7.3.2 Perencanaan Poer (*pile cap*)

Pada perhitungan perencanaan tulangan poer di ambil salah satu contoh tipe poer, yaitu tipe 1. Data perencanaan adalah sebagai berikut:

Σ tiang pancang tiap group	= 5
Dimensi kolom	= $750 \times 750 \text{ mm}^2$
Dimensi pile cap	= $4. \times 3.6 \times 1 \text{ m}^3$
Mutu beton (f'_c)	= 42 MPa
Mutu baja (f_y)	= 400 MPa
Dimensi poer	= $4.428 \times 4.428 \times 1 \text{ m}^3$
Diameter tulangan (D)	= 32 mm
Selimut beton	= 75 mm
Tinggi efektif : d	= $1000 - 75 - \frac{1}{2} \times 32 = 909 \text{ mm}$

$$P_u \text{ kolom} = 224.1 \text{ ton}$$

$$P_u \text{ pile} = 1,5 \times P_{ijin} = 1,5 \times 193,23 = 289,85 \text{ ton}$$

Diambil SF pile cap 1,5 karena diasumsikan pile cap tidak boleh gagal terlebih dahulu dibandingkan tiang pancang.

a. Kontrol Geser Pons Pada Pile Cap

Dalam merencanakan pile cap harus dipenuhi persyaratan kekuatan gaya geser nominal beton yang harus lebih besar dari geser pons yang terjadi. Hal ini sesuai yang disyaratkan pada SNI 2847:2013 pasal 11.2.

➤ *Punching Shear*

Bagian geser adalah pada $d/2$ dari muka kolom, seperti pada gambar dibawah.

$$a1 = 750 + 909 = 1659 \text{ mm} = 1,659 \text{ m}$$

$$b1 = 700 + 909 = 1659 \text{ mm} = 1,659 \text{ m}$$

$$U = 2 (a1+b1) = 6636 \text{ mm} = 6.636 \text{ m}$$

Pada SNI tidak memberikan prosedur eksplisit untuk memperhitungkan *punching load* pada pile cap. Sehingga punching load dapat diasumsikan sama dengan beban kolom dikurang berat dari bagian pile yang terletak pada $d/2$ ($910,5/2$

= 454,5 mm). Punching Load bisa diperhitungkan sebagai berikut:

$$W_u = 1.2 \times 2,4 \times 1,659^2 \times 1 = 7,926 \text{ t}$$

$$P_{u,punch} = P_{u,kolom} + W_u - P_{pile}$$

$$P_{u,punch} = 224.1 + 7,926 - 289.85 \times 0,1 \times 5$$

$$P_{u,punch} = 87.1 \text{ t}$$

➤ Geser pons 2 Arah

Batas geser pons adalah yang terkecil dari

$$\phi V_c = \left(1 + \frac{2}{\beta_c}\right) \left(\frac{\sqrt{f'_c}}{6}\right) \times b_o \times d$$

$$\phi V_c = 0.083 \left(\frac{\alpha \cdot d}{b_o} + 2\right) \sqrt{f'_c} \times b_o \times d$$

$$\phi V_c = \frac{1}{3} \times \sqrt{f'_c} \times b_o \times d$$

β_c = rasio dari sisi panjang terhadap sisi pendek pada kolom

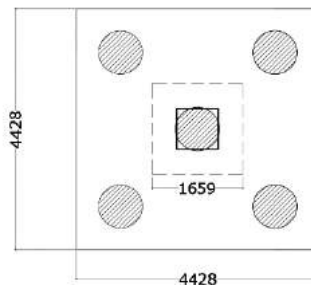
$$= \frac{750}{750} = 1$$

b_o = keliling dari penampang kritis pada poer

$$= 2(b_{kolom} + d) + 2(h_{kolom} + d)$$

$$= 2 \times (750 + 909) + 2 \times (750 + 909)$$

$$= 6636 \text{ mm}$$



Gambar 7.5 Area Kritis Geser pons dua arah

$$V_c = \left(1 + \frac{2}{1}\right) \times \frac{\sqrt{40}}{6} \times 6636 \times 909 = 19075250.97 \text{ N}$$

$$V_c = 0,083 \times \left(\frac{30 \times 909}{6636} + 2\right) 1 \times \sqrt{40} \times 6636 \times 909$$

$$= 19345374.46 \text{ N}$$

$$V_c = \frac{1}{3} \times \sqrt{40} \times 909 \times 6636 = 12716833.98 \text{ N (menentukan)}$$

$$V_c = 12716833.98 \text{ N}$$

$$= 1271.6833 \text{ ton} > P_{u \text{ punch}} = 87.1 \text{ ton} \dots \text{OK}$$

Kapasitas Geser *poer* dapat menahan beban geser yang terjadi.

Kontrol tegangan geser yang terjadi :

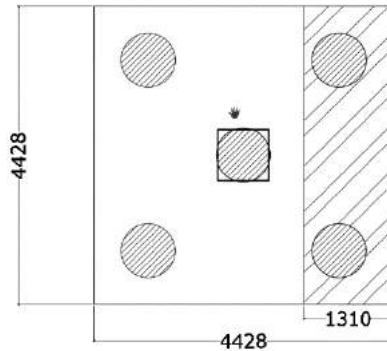
$$\tau_c = \frac{1}{3} \times \sqrt{f'_c} = \frac{1}{3} \times \sqrt{40} = 2,108 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u = \frac{P_{u \text{ punch}}}{b_o \times d} = \frac{0.144 \times 10^4}{64636 \times 909} = 0.15 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u \leq \tau_c \dots \text{OK}$$

Sehingga ketebalan dan ukuran *poer* mampu menahan gaya geser yang terjadi.

➤ Geser Pons 1 Arah



Gambar 7.6 Area Kritis Geser pons satu arah

$$P_{u,pile} = 289,95 \text{ t}$$

$$P_{u,reduce} = \frac{a}{\phi} P_{u,pile} = \frac{594,75}{700} \times 289,95 = 246,26 \text{ ton}$$

$$V_u = 2 P_{u,reduce} - \text{berat pile cap}$$

$$V_{u,pile} = 2 \times 246,26 - 1,2 \times 2,4 \times 3,6 \times 0,995 \times 1$$

$$= 406,58 \text{ t}$$

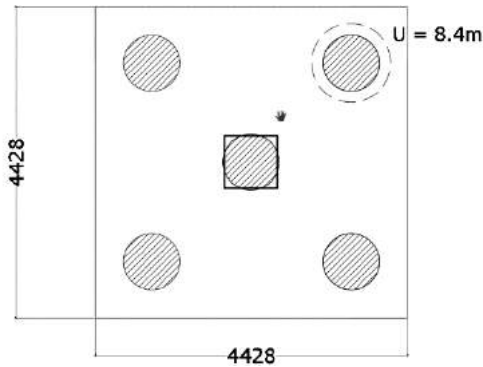
$$V_c = 0,75 \sqrt{f'_c} b_w d$$

$$V_c = 0,75 \sqrt{40} 3600 \times 9194,75 = 15547970,57 \text{ N}$$

$$V_c > V_{u,pile}$$

$$1554,797 \text{ t} > 406,58 \text{ t} \dots \text{OK}$$

➤ Geser Akibat tiang pancang individu



Gambar 7.7 Area Geser Akibat tiang pancang Individu

$$P_{u,pile} = 289,95 \text{ t}$$

$$U = 6442 \text{ mm}$$

$$\tau_u = \frac{289,95 \times 10^4}{6442 \times 910,5} = 0,41 \text{ Mpa} < \tau_u = 1,18 \text{ Mpa} \dots OK$$

b. Penulangan Pile Cap

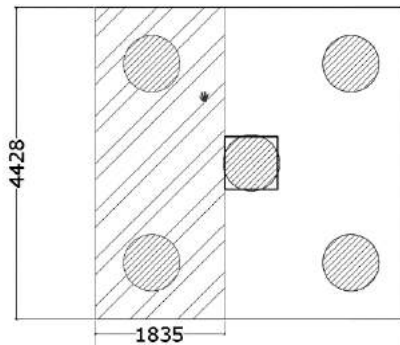
Dalam merencanakan penulangan pile cap, Momen yang terjadi pada *pile cap* didapat dari gaya yg bekerja pada tiang dan kolom.

$$\rho_{\min} = \frac{\sqrt{f'c}}{4f_y} = \frac{\sqrt{40}}{4(420)} = 0,0037$$

$$\rho_{\min} = \frac{1.4}{f_y} = \frac{1.4}{420} = 0.0033 \text{ (menentukan)}$$

$$m = \frac{f_y}{0.85 f'c} = \frac{420}{0.85 \times 40} = 12.35$$

Penulangan arah x



$$M_u = n \cdot P_u \cdot \text{pile} \cdot X - W_u \cdot X$$

$$M_u = 2 \times 289.85 \times 1 - 1.2 \times 2.4 \times 3.6 \times \frac{1.8^2}{2} = 562.081 \text{ tm}$$

$$M_u = 5620817716 \text{ Nmm}$$

$$R_n = \frac{M_u}{b \times d^2} = \frac{5620817716}{0.9 \times 1000 \times 909^2} = 7.55$$

$$\rho = \frac{1}{12.35} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 7.55 \times 12.35}{420}} \right) = 0.002$$

$$\rho_{pakai} = 0.0033$$

Tulangan tarik yang dibutuhkan :

$$A_{s\text{perlu}} = \rho \times b \times d = 0.0033 \times 1000 \times 909 = 3030 \text{ mm}^2$$

Digunakan tulangan D32

$$n = 3030 / (\frac{1}{4} \pi 32^2) = 4 \text{ buah}$$

$$s = 1000 / 4 = 250 \text{ mm}$$

gunakan s= 250 mm

Tulangan tekan yang dibutuhkan :

$$A_s' = 0.5 A_s = 0.5 \times 3030 = 1515 \text{ mm}^2$$

$$n = 1515 / (\frac{1}{4} \pi 32^2) = 2 \text{ buah}$$

$$s = 1000 / 2 = 500 \text{ mm}$$

gunakan s = 500 mm

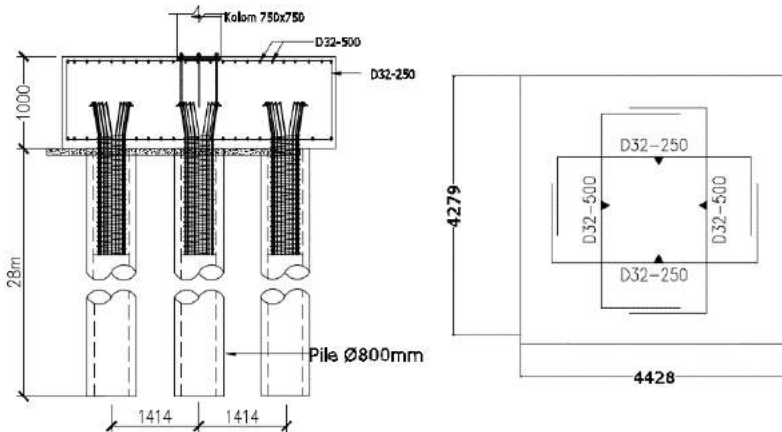
Kontrol koefisien faktor reduksi

$$a = \frac{A_s \cdot f_y}{0,85 f'_c b} = \frac{3030 \times 420}{0,85 \times 40 \times 1000} = 37,43 \text{ mm}$$

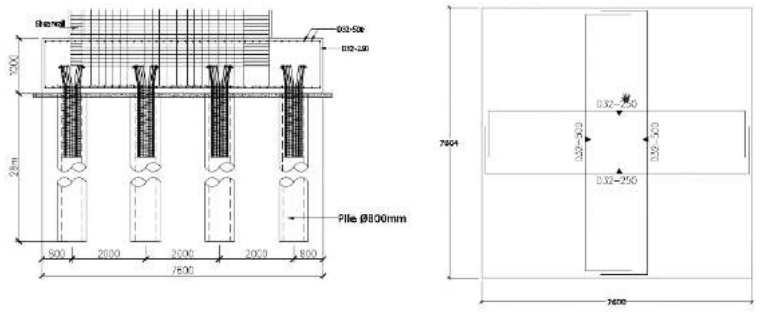
$$C = \frac{a}{\beta_1} = \frac{37,43}{0,76} = 49,25 \text{ mm}$$

$$\varepsilon_t = 0,003 \left(\frac{d}{c} - 1 \right) = 0,003 \left(\frac{909}{49,25} - 1 \right) = 0.05$$

Berdasarkan SNI 2847:2013 Gambar S9.3.2 didapat ε_t lebih besar daripada 0,005 sehingga pelat termasuk dalam kondisi terkontrol tarik dengan nilai ϕ sebesar 0,9.



Gambar 7.8 Penulangan Poer P1



Gambar 7.9 Penulangan Poer P2

7.4 Perencanaan Dinding Penahan Tanah

7.4.1 Umum

Dinding penahan tanah merupakan struktur yang direncanakan untuk menahan beban akibat tanah pada basement. Dinding penahan tanah direncanakan hanya sebagai penahan tanah, dan tidak berhubungan dengan struktur gedung.

7.4.2 Data Tanah

Pada perencanaan ini basement berada pada kedalaman 0 hingga 3 m dibawah tanah. sehingga terdapat 1 lapisan tanah, seperti pada gambar berikut.

Data tanah per lapisan adalah sebagai berikut:

$$\Phi = 0$$

$$\gamma_{sat} = 1.67 \text{ t/m}^3$$

$$C_u = 0 \text{ t/m}^2$$

7.4.3 Gaya yang Bekerja Pada dinding

Metode yang digunakan dalam menentukan dinding penahan tanah adalah *free earth support*. Asumsi dari metode ini adalah:

1. Struktur penahan tanah dianggap benar-benar kaku dibandingkan dengan tanah sekitarnya.
2. Struktur penahan tanah dapat bergerak dengan cukup untuk membangkitkan minimum dari gaya-gaya aktif dan pasif tanah.

Perumusannya adalah sebagai berikut :

E = Luas bidang tegangan

$$K_a = \tan^2(45 - \phi/2)$$

$$K_p = \tan^2(45 + \phi/2)$$

$$\sigma_v = \gamma \cdot h$$

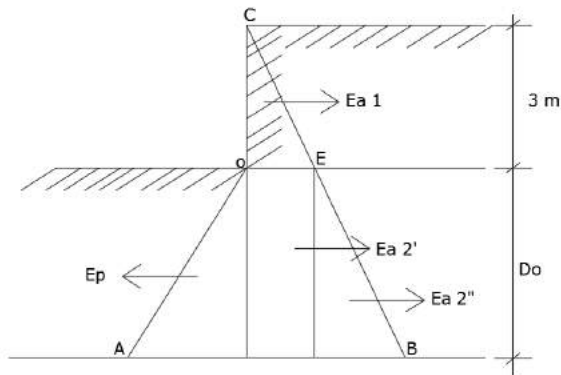
$$\sigma_{ha} = \sigma_v \cdot K_a - 2C \cdot K_a^{0.5}$$

$$\sigma_{hp} = \sigma_v \cdot K_p + 2C \cdot K_p^{0.5}$$

sehingga perhitungan dapat dilihat pada tabel

Tabel 7.10 Tegangan Tana

Titik	Lapis	γ	h	σ_v (t/m ²)	C	ϕ	K_a	K_p	σ_h (t/m ²)
C	Aktif	1.67	0	0	0.06	26	1	-	-0.12
E	Aktif	1.67	3	3.175	0.06	26	1	-	4.89
B	Aktif	1.67	Do	5.161	0.06	26	1	-	4.89+1.67Do
O	Pasif	1.67	0	0	0.06	30	-	1	0.12
A	Pasif	1.67	Do	1.463 Do	0.06	30	-	1	1.67 Do



Gambar 7.10 Diagram Tegangan Tanah

$$Ea_1 = 7.335 \text{ ton}$$

$$Ea_2' = 4.89 \text{ Do}$$

$$Ea_2'' = 0.835 \text{ Do}^2$$

$$Ep = 0.835 \text{ Do}^2$$

$$\Sigma H = 0$$

$$\Sigma Ea - \Sigma Ep = 0$$

Sehingga didapat persamaan: $7.3 + 4.89 \text{ Do} - 0.835 \text{ d}^2 = 0$

Dan didapat nilai $\text{Do} = 7 \text{ m}$

Digunakan kedalaman dinding penahan tanah, $D = 8.7 \text{ m}$

Sehingga kedalam dinding penahan tanah dari muka tanah sebesar : $3 + 8.7 = 11.7 \text{ m}$

Kemudian menentukan momen maksimum yang terjadi. Momen maksimum ditinjau titik dimana dasar dinding berada yaitu pada kedalaman tanah 14 m.

Tabel 7.11 Momen Pada Dinding penahan Tanah

	Gaya (t)	r (m)	M (tm)
$Ea_1 =$	7.335	12	88.02
$Ea_2' =$	7.335	15.35	112.5923
$Ea_2'' =$	14.181	13.9	197.1159
$Ep_1 =$	126.4023	2.9	-366.567
M maks =			31.16148

Sehingga spesifikasi struktur penahan tanah yang digunakan adalah yang memiliki momen retak lebih besar dari pada momen maksimum.

7.4.4 Spesifikasi Dinding yang digunakan

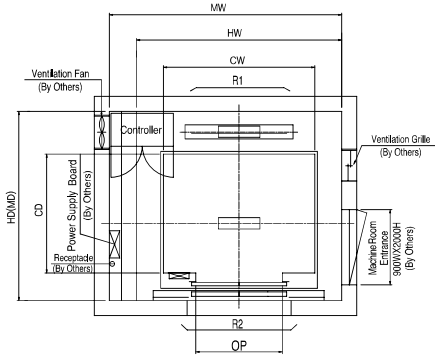
Berdasarkan perhitungan yang telah dilakukan digunakan dinding penahan tanah jenis *Sheet Pile* dari PT WIKA Beton tipe W-500 A 1000. Spesifikasi nya adalah sebagai berikut:

<i>Height</i>	: 500 mm
<i>Concrete thick</i>	: 120 mm
<i>Width</i>	: 996 mm
<i>Cross section</i>	: 1818 cm ²
<i>Momen of Inertia</i>	: 462362 cm ⁴
<i>Weight</i>	: 0.455 ton.m
<i>Cracking moment</i>	: 35.2 ton m
<i>Length</i>	: 11.7 m

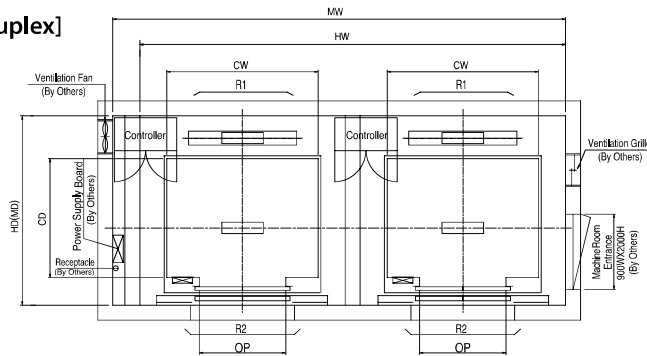
Technical Data

I Hoistway & Machine Room Plan

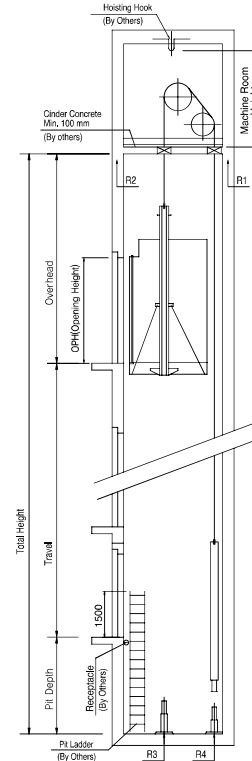
[Simplex]



[Duplex]



I Hoistway Section



I Overhead, Pit & Machine Room Height

Application Regulation [CODE]	Speed (m/s)	Load (kg)	Travel (mm)	Overhead (mm)	Pit Depth (mm)	Machine Room HT	Required Hook Strength (kg)
Standard / EN	1	450~1000	Travel≤100	4200	1400	2300	3000
		1350	Travel≤100	4300			4500
		1150/1600	Travel≤80	4300			
			80<Travel≤100	4650			
	1.5	450~1000	Travel≤100	4400	1450		3000
		1350	Travel≤100	4400			4500
		1150/1600	Travel≤80	4400			
			80<Travel≤100	4750			
	1.75	450~1000	Travel≤100	4500	1600		3000
		1350	Travel≤100	4500			4500
		1150/1600	Travel≤80	4500			
			80<Travel≤100	4850			
MS2021	1	410~1025	Travel≤100	4200	1400	2550	3000
		1365	Travel≤100	4300		2400	4500
		1160/1365	Travel≤80	4300			
			80<Travel≤100	4650			
	1.5	410~1025	Travel≤100	4400	1450	2550	3000
		1365	Travel≤100	4400		2400	4500
		1160/1365	Travel≤80	4400			
			80<Travel≤100	4750			
	1.75	410~1025	Travel≤100	4500	1600	2550	3000
		1365	Travel≤100	4500		2400	4500
		1160/1365	Travel≤80	4500			
			80<Travel≤100	4850			
Standard / EN	2	800~1600	Travel≤130	5100	1900	2300	4500
	2.5			5300			

Technical Data

I Layout Dimensions | Speed : 1.0 m/s

[Standard]

(Unit : mm)

Speed (m/s)	Capacity		Opening Width (mm)	Car Size		Hoistway Size				Machine Room Size				Reaction Load			
						Simplex		Duplex		Simplex		Duplex		Machine Room		Pit	
	Person	Load(kg)		CW	CD	HW	HD	HW	HD	MW	MD	MW	MD	R1	R2	R3	R4
1.0	6	450	800	1400	850	1800	1500	3750	1500	1800	1500	3750	1500	3600	2000	3800	3150
	8	550	800	1400	1030	1800	1700	3750	1700	1800	1700	3750	1700	4050	2500	4550	3350
	9	600	800	1400	1130	1800	1750	3750	1750	1800	1750	3750	1750	4100	2500	4700	3450
	10	680	800	1400	1250	1800	1900	3750	1900	1800	1900	3750	1900	4200	2850	5000	3650
	11	750	800	1400	1350	1800	2000	3750	2000	1800	2000	3750	2000	4550	2900	5200	3750
	13	900	900	1600	1350	2000	2000	4150	2000	2000	2000	4150	2000	5100	3800	6300	4500
	15	1000	900	1600	1500	2000	2150	4150	2150	2000	2150	4150	2150	5450	4300	6600	4700
	17	1150	1000	1800	1500	2350	2200	4850	2200	2350	2200	4850	2200	8000	5200	9550	7150
			1100	2000	1350	2550	2050	5250	2050	2550	2050	5250	2050				
	20	1350	1000	1800	1700	2350	2400	4850	2400	2350	2400	4850	2400	8900	6000	10200	7500
			1100	2000	1500	2550	2200	5250	2200	2550	2200	5250	2200				
	24	1600	1100	2000	1750	2550	2450	5250	2450	2550	2450	5250	2450	10200	7000	10950	8700
				2150	1600	2700	2300	5550	2300	2700	2300	5550	2300				

[EN Code]

1.0	6	450	700	1150	1030	1800	1700	3750	1700	1800	1700	3750	1700	3600	2000	3800	3150
	7	525	800	1400	1030	1800	1700	3750	1700	1800	1700	3750	1700	4050	2500	4550	3350
	8	600	800	1400	1100	1800	1750	3750	1750	1800	1750	3750	1750	4100	2500	4700	3450
	9	680	800	1400	1250	1800	1900	3750	1900	1800	1900	3750	1900	4200	2850	5000	3650
	10	800	800	1400	1350	1800	2000	3750	2000	1800	2000	3750	2000	4550	2900	5200	3750
	12	900	900	1600	1350	2000	2000	4150	2000	2000	2000	4150	2000	5100	3800	6300	4500
	13	1000	900	1600	1500	2000	2150	4150	2150	2000	2150	4150	2150	5450	4300	6600	4700
	16	1150	1000	1800	1500	2350	2200	4850	2200	2350	2200	4850	2200	8000	5200	9550	7150
			1100	2000	1350	2550	2050	5250	2050	2550	2050	5250	2050				
	18	1350	1000	1800	1700	2350	2400	4850	2400	2350	2400	4850	2400	8900	6000	10200	7500
			1100	2000	1500	2550	2200	5250	2200	2550	2200	5250	2200				
	21	1600	1100	2000	1750	2550	2450	5250	2450	2550	2450	5250	2450	10200	7000	10950	8700
				2150	1600	2700	2300	5550	2300	2700	2300	5550	2300				

[Malaysia]

1.0	6	410	800	1400	830	1800	1500	3750	1500	1800	1500	3750	1500	3600	2000	3800	3150
	8	545	800	1400	1030	1800	1700	3750	1700	1800	1700	3750	1700	4050	2500	4550	3350
	9	615	800	1400	1150	1800	1800	3750	1800	1800	1800	3750	1800	4100	2500	4700	3450
	10	685	800	1400	1250	1800	1900	3750	1900	1800	1900	3750	1900	4200	2850	5000	3650
	11	750	800	1400	1350	1800	2000	3750	2000	1800	2000	3750	2000	4550	2900	5200	3750
	13	885	900	1600	1350	2000	2000	4150	2000	2000	2000	4150	2000	5100	3800	6300	4500
	15	1025	900	1600	1550	2000	2200	4150	2200	2000	2200	4150	2200	5450	4300	6600	4700
	17	1160	1000	1800	1500	2350	2200	4850	2200	2350	2200	4850	2200	8000	5200	9550	7150
	20	1365	1000	1800	1750	2350	2450	4850	2450	2350	2450	4850	2450	8900	6000	10200	7500
			1100	2000	1550	2550	2250	5250	2250	2550	2250	5250	2250				
	24	1635	1100	2000	1800	2550	2500	5250	2500	2550	2500	5250	2500	10200	7000	10950	8700

WIDE FLANGE (IWF)



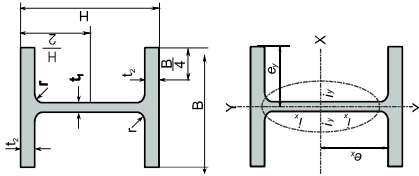
Wide Flange is a structural steel profile similar with H-Beam but with flange length longer than its web. Wide flange are also internationally known as I-Beam / W-Beam / Universal Beam / Universal Column and it's widely used in the construction industry and are available in a variety of standard sizes. Steel beams have always been more preferred to concrete because it offers better tension and compression thus resulting in lighter construction.

Gunung Garuda's hot rolled IWF comes with standard size range from 150x75 up to 600x200. Non standard IWF can be fabricated by welding steel plates together to form a welded beam that fits our customer's size requirements. We also provides free cut-to-length service for customers that required length below our standard length of 12m.

Size range	: 150x75 to 600x200
Standard length	: 12m
Flange thickness range	: 5mm to 11 mm
Web thickness range	: 7 mm to 17 mm
Annual Capacity	: > 1,000,000 MT/Y
Standards	: JIS G 3101 SS400 (Mild Steel) JIS G 3101 SS540 (High Strength)

WIDE FLANGE (IWF)

Metric Size | IIS 3192

STANDARD SECTIONAL DIMENSIONS						SECTION AREA	UNIT WEIGHT		INFORMATIVE REFERENCE						REMARKS
									GEOMETRICAL MOMENT OF INERTIA		RADIUS OF GYRATION OF AREA		MODULUS OF SECTION		
Nominal Dimensional mm	H x B mm x mm	t1 mm	t2 mm	r mm	A cm ²	Kg/m	Kg/12m	I _x cm ⁴	I _y cm ⁴	i _x cm	i _y cm	Z _y cm ³	Z _y cm ³		
150 x 75	150 x 75	5	7	8	17.85	14.00	168	666	49.5	6.11	1.66	88.8	13.2		
150 x 100	148 x 100	6	9	11	26.84	21.10	253.2	1 020	151	6.17	2.37	138	30.1		
200 x 100	198 x 99	4.5	7	11	23.18	18.20	218.4	1 580	114	8.26	2.21	160	23.0		
	200 x 100	5.5	8	11	27.16	21.30	255.6	1 840	134	8.24	2.22	184	26.8		
200 x 150	194 x 150	6	9	12	38.80	30.60	367.2	2 675	507	8.30	3.60	275.8	67.6		
250 x 125	248 x 124	5	8	12	32.68	25.70	308.4	3 540	255	10.4	2.79	285	41.1		
	250 x 125	6	9	12	37.66	29.60	355.2	4 050	294	10.4	2.79	324	47.0		
300 x 150	298 x 149	5.5	8	13	40.80	32.0	384	6 320	442	12.4	3.29	424	59.3		
	300 x 150	6.5	9	13	46.78	36.70	440.4	7 210	508	12.4	3.29	481	67.7		
350 x 175	346 x 174	6	9	14	52.68	41.40	469.8	11 100	792	14.5	3.88	641	91.0		
	350 x 175	7	11	14	63.14	49.60	595.2	13 600	984	14.7	3.95	775	112		
400 x 200	396 x 199	7	11	16	72.16	56.60	679.2	20 000	1 450	16.7	4.48	1 010	145		
	400 x 200	8	13	16	84.1	66.0	792	23 700	1 740	16.8	4.54	1 190	174		
450 x 200	450 x 200	9	14	18	96.8	76.0	912	33 500	1 870	18.6	4.40	1 490	187		
500 x 200	500 x 200	10	16	20	114.2	89.6	1075.2	47 800	2 140	20.5	4.43	1 910	214		
600 x 200	600 x 200	11	17	22	134.4	106	1272	77 600	2 280	24.0	4.12	2 590	228		

NOTE : Non standard sizes are available upon request and subject to minimum quantity

KING CROSS



King Cross is a built-up / fabricated steel section. Standard sizes can be made by welding 2 T-Beams into the web of a hot rolled IWF, forming the shape of a cross. Non standard sizes are made entirely by welding steel plates.

King Cross' are generally used for structure column and steel piling foundation. When used as a column, King Cross can bear higher axial load than it is of standard IMF / Queen Cross due to its mechanical properties and high cross section area.

Compared to standard IWF / H-Beam, King Cross has higher Moment Of Inertia. To increase the slenderness capacity, higher Moment Of Inertia is required to avoid any buckling on the compression member. The Moment Of Inertia of the Y and X axis is almost the same, thus resulting in no weak axis.

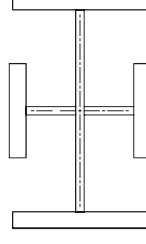
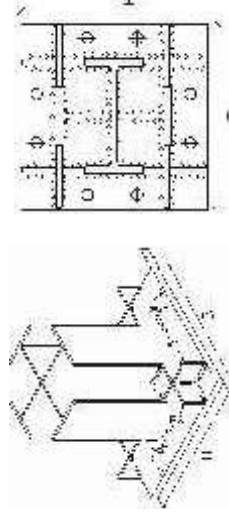
While standard Gunung Garuda's King Cross's are welded with partial joint penetration welding procedure, other welding procedure can also be done as per customers request / requirement such as complete joint penetration or fillet;

Other than our 12M length standard, non standard sizes are also available upon request and subject to minimum quantity.

Size range : K150_x75 to K800_x300

Web Thickness Range : 5mm to 14mm

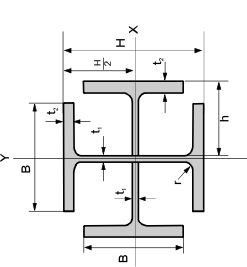
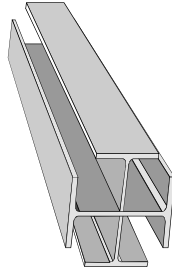
Flange Thickness Range : 7 mm to 26 mm

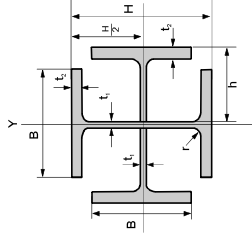
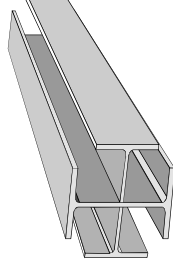


Fixed based plate for King Cross

Non-standard built up King Cross

Sectional Index	Standard Sectional Dimension					Sectional Area A cm ²	Unit Weight kg/m	Informative Reference						Remarks
	Depth of Section H mm	Width of Section B mm	Thickness		Corner Radius mm			Geometrical Moment of Inertia		Radius of Gyration of Area				
			Web t _w mm	Flange t _f mm										
Z _x cm ³	Z _y cm ³													
mm														
K 150 x 75	150	75	5	7	8	35.7	28	716	767	4.48	4.64	95.4	99.1	
K 200 x 100	200	100	5.5	8	11	54.32	42.6	1,974	2,095	6.03	6.21	197.4	203.9	
K 198 x 99	198	99	4.5	7	11	46.36	36.4	1,694	1,778	6.04	6.23	171.1	175.6	
K 250 x 125	250	125	6	9	12	75.32	59.2	4,344	4,567	7.59	7.79	347.5	356.9	
K 248 x 124	248	124	5	8	12	65.36	51.4	3,765	3,924	7.59	7.75	303.6	310.2	
K 300 x 150	300	150	6.5	9	13	93.56	73.4	7,718	8,073	9.08	9.29	514.5	526.9	
K 298 x 149	298	149	5.5	8	13	81.6	64	6,762	7,024	9.1	9.28	453.8	462.9	
K 350 x 175	350	175	7	11	14	126.28	99.2	14,554.1	5,128	10.75	10.95	831.7	847.5	
K 346 x 174	346	174	6	9	14	105.36	82.8	11,892	12,321	10.62	10.62	687.4	700.0	
K 400 x 200	400	200	8	13	16	168.24	132	25,440	26,519	12.3	12.55	1,272	1,299.9	
K 396 x 199	396	199	7	11	16	144.32	113.2	21,450	22,267	12.19	12.19	1,083.3	1,105.1	
K 450 x 200	450	200	9	14	18	193.52	152	35,370	36,851	13.52	13.52	1,572.0	1,605.7	
K 500 x 200	500	200	10	16	20	228.4	179.2	29,940	52,189	14.79	15.7	1,997.6	2,046.6	
K 600 x 200	600	200	11	17	22	268.8	212	79,880	83,229	17.24	17.24	2,662.7	2,724.4	
K 588 x 300	588	300	12	20	28	385	302	127,020	132,585	18.16	18.16	4,320.4	4,419.5	
K 700 x 300	700	300	13	24	28	471	369.7	211,800	220,791	21.21	21.65	6,051.4	6,193.3	
K 800 x 300	800	300	14	26	28	534.8	419.8	303,700	315,027	23.83	24.27	7,592.5	7,740.2	

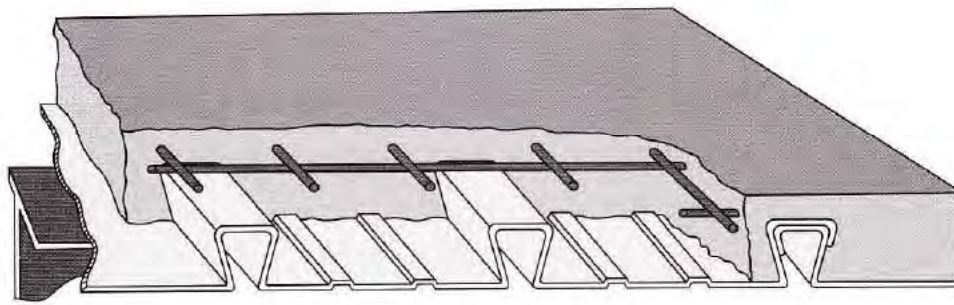




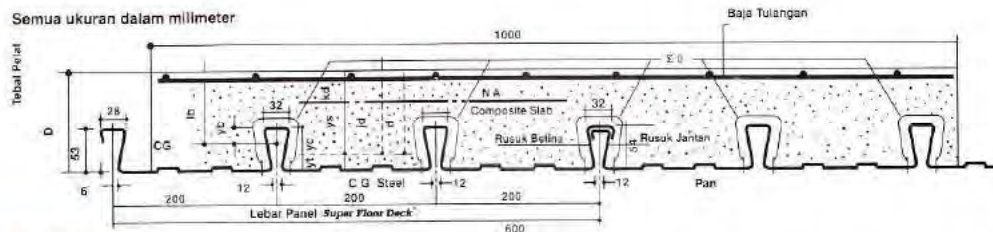
NOTE:

- H = H/2 = Height of T-Beam
- Material specification refer to Wide Flange (IWF)
- Tolerance H = ± 2 mm
- Welded specification as per AWS E-6013
- Non standard sizes are available upon request and subject to minimum quantity

Super Floor Deck®



PERENCANAAN: Plat Lantai Komposit



Tabel Perencanaan Praktis

Tabel Perencanaan Praktis berikut ini bisa membantu dalam perencanaan penggunaan **Super Floor Deck®** untuk suatu bangunan antara lain:

- Menunjukkan tabel plat beton untuk bentang tunggal, bentang ganda, dan bentang menerus.
- Kebutuhan tulangan negatif, serta perhitungan luas penampangnya, pada bentang ganda atau bentang menerus.
- Ketebalan plat beton pada bentang tertentu, serta berbagai beban (Super Imposed Load)
- Tiang penyangga sementara yang dibutuhkan untuk meniadakan lendutan awal pada waktu beton dan **Super Floor Deck®** belum berfungsi.

TABEL 1 : SIFAT PENAMPANG Super Floor Deck® PERLEBAR 1000 MM

Tebal Pelat	Berat per satuan luas	Luas penampang	Penampang efektif penuh		Momen lentur positif			Momen lentur negatif			Ie	Gaya reaksi aman untuk perletakan tepi			Gaya reaksi aman untuk perletakan tengah		
												10 mm perletakan	Perambahan per 10 mm	max	10 mm Di Bearing	Perambahan Per 10 mm	Max
			mm	kg / m ²	mm ²	mm	mm	10 ⁸ x mm ⁴	10 ⁴ x mm ³	10 ⁴ x mm ³		10 ⁸ x mm ⁴	10 ⁴ x mm ³	10 ⁴ x mm ³	10 ⁸ x mm ⁴	10 mm Di Bearing KN	Increment, Per 10 mm
mm	kg / m ²	mm ²	mm	mm	10 ⁸ x mm ⁴	10 ⁴ x mm ³	10 ⁴ x mm ³	10 ⁸ x mm ⁴	10 ⁴ x mm ³	10 ⁴ x mm ³	10 ⁸ x mm ⁴	10 mm Di Bearing KN	Increment, Per 10 mm	KN	10 mm Di Bearing KN	Increment, Per 10 mm	KN
0,75	10,1	1241	38,8	15,4	0,511	13,15	32,15	0,369	10,21	10,73	0,425	3,75	0,99	8,11	15,61	1,14	19,19

Catatan : I_p = momen inersia profil panel untuk daerah momen positif

Notes

I_n = idem untuk daerah momen negatif

Z_{nt} = momen tahanan; puncak rusuk rusuk dalam daerah momen negatif (tegangan tarik)

Z_{nc} = idem dasar der dalam daerah momen negatif (tegangan tekan)

Z_{pc} = idem puncak rusuk dalam daerah momen positif (tegangan tekan)

Z_{pt} = idem dasar der dalam daerah momen positif (tegangan tarik)

I_e = momen inersia ekuivalen untuk perhitungan lendutan bentang menerus

I_p (1.25 - 0.26 / I_p)

TABEL 2 : TABEL PERENCANAAN PRAKTIS

Super Floor Deck® 0.75 MM		BENTANG TUNJANG TANPA TULANGAN NEGATIF SIMPLE SPAN CONDITIONS WITHOUT NEGATIVE REINFORCEMENT										BENTANG GANDA DENGAN TULANGAN NEGATIF DOUBLE SPAN CONDITIONS WITH NEGATIVE REINFORCEMENT										BENTANG MENERUS DENGAN TULANGAN NEGATIF MULTIPLE SPAN CONDITIONS WITH NEGATIVE REINFORCEMENT									
BEBAN BERGUNA SUPER IMPOSED LOAD KG/M ²		200	300	400	500	600	750	1000	200	300	400	500	600	750	1000	200	300	400	500	600	750	1000	200	300	400	500	600	750	1000		
TANG PENYANGGA PROPORS	BENTANG SPAN M	TOTAL PELAT SLAB DEPTHS CM	TOTAL PELAT SLAB DEPTHS CM	TOTAL PELAT SLAB DEPTHS CM	TOTAL PELAT SLAB DEPTHS CM	TOTAL PELAT SLAB DEPTHS CM	TOTAL PELAT SLAB DEPTHS CM	TOTAL PELAT SLAB DEPTHS CM	TOTAL PELAT SLAB DEPTHS CM	TOTAL PELAT SLAB DEPTHS CM	TOTAL PELAT SLAB DEPTHS CM	TOTAL PELAT SLAB DEPTHS CM	TOTAL PELAT SLAB DEPTHS CM	TOTAL PELAT SLAB DEPTHS CM	TOTAL PELAT SLAB DEPTHS CM	TOTAL PELAT SLAB DEPTHS CM	TOTAL PELAT SLAB DEPTHS CM	TOTAL PELAT SLAB DEPTHS CM	TOTAL PELAT SLAB DEPTHS CM	TOTAL PELAT SLAB DEPTHS CM	TOTAL PELAT SLAB DEPTHS CM	TOTAL PELAT SLAB DEPTHS CM	TOTAL PELAT SLAB DEPTHS CM	TOTAL PELAT SLAB DEPTHS CM	TOTAL PELAT SLAB DEPTHS CM	TOTAL PELAT SLAB DEPTHS CM	TOTAL PELAT SLAB DEPTHS CM	TOTAL PELAT SLAB DEPTHS CM			
TANPA PENYANGGA MID PROPS	1.50	9	9	9	9	9	9	9	9	0.75	0.91	1.07	1.24	1.40	1.66	2.06	0.68	0.73	0.85	0.90	1.11	1.31	1.65								
	1.75	9	9	9	9	9	9	10	9	1.03	1.25	1.48	1.71	1.94	2.29	2.63	0.81	0.99	1.17	1.35	1.53	1.81	2.00								
	2.00	9	9	9	9	9	9	10	9	1.36	1.65	1.95	2.26	2.57	3.04	3.35	1.07	1.31	1.55	1.79	2.03	2.59	2.85								
	2.25	9	9	9	9	9	9	10	11	9	1.73	2.12	2.50	2.90	3.29	3.89	1.38	1.57	1.68	1.98	2.30	2.60	3.08	3.04							
	2.50	9	9	9	9	9	9	10	14	9	2.16	2.65	3.13	3.62	4.11	4.29	3.69	1.71	2.09	2.48	2.86	3.25	3.99	4.12	2.92						
SATU BARIS PERYANGGA ONE ROW PROPS	2.75	10	10	10	10	11	12	15	9	2.64	3.24	3.83	4.40	5.02	5.71	6.23	2.09	2.25	2.90	3.02	3.11	3.18	3.39	3.33							
	3.00	10	10	10	11	12	13		9	3.17	3.87	4.10	4.10	4.28	4.41	4.74		2.51	3.07	3.07	3.25	3.38	3.49	3.75							
	3.25	11	11	11	12	13	14		10	3.41	4.13	4.10	4.87	4.65	4.63	5.22		2.70	3.27	3.27	3.84	3.67	3.82	4.12							
	3.50	12	12	12	13	14	15		11	3.68	4.42	4.11	5.18	4.28	5.44	5.71		2.90	3.49	3.49	4.09	4.29	4.46	4.61							
	3.75	13	13	13	14				11	4.25	5.11	4.11	5.89	5.83	6.09			3.38	4.04	4.04	4.73	4.61	4.81								
DUA BARIS PERYANGGA TWO ROW PROPS	4.00	14	14	14	15				12	4.55	5.43	5.24	6.33	6.24	6.55			3.59	4.28	4.28	4.99	4.93	5.17								
	4.50								13	5.48	6.51	6.41	7.06	7.53			4.34	5.14	5.14	5.58	5.96										
	5.00								15	6.20	7.27	7.27	8.90				4.90	5.73	5.73	6.58											

- Catatan : - BEBAN MATI (BERAT SENDIRI **Super Floor Deck®** DAN PELAT BETON) SUDAH DIPERHITUNGKAN
 - BEBAN BERGUNA DALAM TABEL ADALAH JUMLAH BEBAN HIDUP DAN BEBAN-BEBAN FINISHING LAINNYA
 - MUTU BAJA TULANGAN U - 48



hebel



Bangun tembok yang praktis, cepat dan rapi.... ya pakai blok Hebel !!

Building with common sense

Hotline Service:
021-6126712

SMS Customer Care:
0815-9480008

www.hebel.co.id

AAC Hebel

Autoclaved Aerated Concrete (AAC) hebel adalah beton ringan terbuat dari bahan baku berkualitas tinggi, diproduksi dengan teknologi Jerman dan standar Deutsche Industrie Norm (DIN).

AAC hebel diproduksi oleh PT. Hebel Indonesia yang merupakan produsen beton ringan yang terbesar dan terlengkap di Indonesia.

AAC hebel memberikan kemudahan, kecepatan, serta kerapian dalam membangun rumah tinggal, gedung komersial, dan bangunan industri.

Spesifikasi Blok Hebel B-2

Panjang, l (mm) : 600
Tinggi, h (mm) : 200
Tebal, t : 75; 100; 125; 150; 175; 200

Berat jenis kering, ρ (kg/m³) : 500
Berat jenis normal, ρ (kg/m³) : 575
Kuat tekan, σ (N/mm²) : 4,0
Konduktifitas termis, λ (W/mK) : 0,16



Dimensi kemasan : panjang x lebar x (m) : 0,80 x 1,20

Tebal	mm	75	100	125	150	175	200
Volume / Palet	m ³	1.80	1.80	1.80	1.80	1.68	1.68
Jumlah Blok / Palet	blok	200	150	120	100	80	70
Luas Dinding / m ²	m ²	13.33	10.00	8.00	6.67	5.71	5.00
Berat / Palet (termasuk palet)	kg	1,059	1,059	1,059	1,059	990	990
Jumlah blok / m ³	blok	111.11	83.33	66.67	55.56	47.62	41.67
Tinggi Kemasan (termasuk palet)	m	1.63	1.63	1.63	1.63	1.53	1.53

Spesifikasi Jumbo Blok Hebel B-2

Panjang, l (mm) : 600
Tinggi, h (mm) : 400
Tebal, t : 75; 100; 125; 150; 175; 200

Berat jenis kering, ρ (kg/m³) : 500
Berat jenis normal, ρ (kg/m³) : 575
Kuat tekan, σ (N/mm²) : 4,0
Konduktifitas termis, λ (W/mK) : 0,16



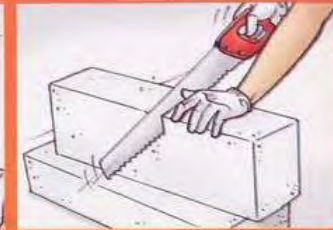
Dimensi kemasan : panjang x lebar x (m) : 1,00 x 1,20

Tebal	mm	75	100	125	150	175	200
Volume / Palet	m ³	1.44	1.44	1.44	1.44	1.34	1.34
Jumlah Blok / Palet	blok	80	60	48	40	32	28
Luas Dinding / m ²	m ²	13.33	10.00	8.00	6.67	5.71	5.00
Berat / Palet (termasuk palet)	kg	852	852	852	852	796	796
Jumlah blok / m ³	blok	55.56	41.67	33.33	27.78	23.81	20.83
Tinggi Kemasan (termasuk palet)	m	1.63	1.63	1.63	1.63	1.53	1.53

Pemotongan Blok



1. Buat garis dengan besi siku



2. Gunakan gergaji tangan untuk memotong blok

Membuat Alur Pipa



1. Buat tanda pada dinding dengan pensil



2. Gunakan circular saw untuk memotong.

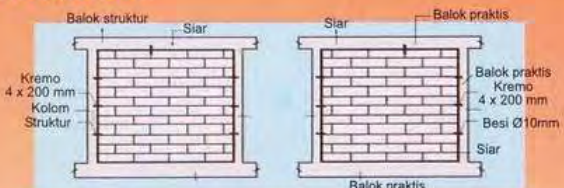


3. Keluarkan bagian yang tidak terpakai dengan pahat.

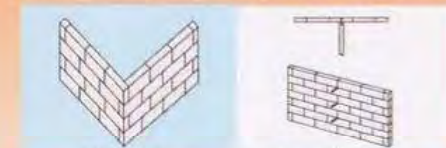


4. Kerik dengan hand router untuk merapikan sisa potongan

Pembuatan Siar



Siar pada sekeliling bidang dinding diisi adukan PM-200 dengan ketebalan ± 2 cm



Interlocking
Tebal blok minimal 100 mm, tinggi dinding maksimal 3 m dengan sistem Thin Bed Mortar PM-100

Alternatif angkur pengganti "interlocking"

PC SPUN PILES



Description

Type of piles	: Prestressed Concrete Spun Piles
Splice system	: Welded at steel joint plate
Type of shoe	: Pencil (Standard Product) Mamira (Special Design)
Method of Driving	: Diesel or Hydraulic Hammer



Design and Manufacturing References

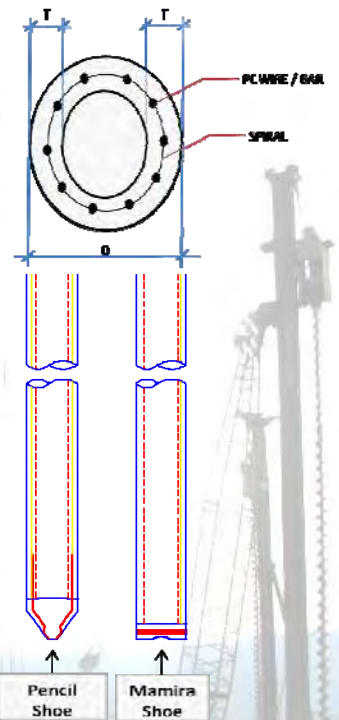
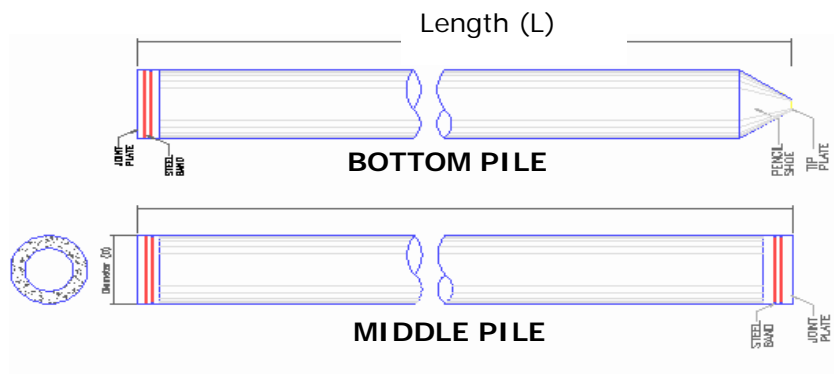
Design	JIS A 5335 - 1987 ACI 543R - 00	Prestressed Concrete Spun Piles Design, Manufactured and Installation of Concrete Piles
	SNI 03-2847-2002	Indonesian Concrete Code
Manufacturing	JIS A 5335 - 1987 WIKABETON-09-IK-005	Prestressed Concrete Spun Piles Piles Manufacturing Work Instruction



Specification of Material

Item	Referance	Description	Specification
Agregate	ASTM C33 - 1999	Standard Specification for Concrete Aggregates	Standard product: type I Special order: Type II or V Type F: Water reducing admixtures
	NI 2 PBI - 1971	Indonesian Concrete Code	
Cement	SNI 15-2049-2004	Portland Cement	
Admixture	ASTM C494 - 1985	Standard Specification for Chemical Admixture for Concrete	Compressive strength at: 28 days : 600 kgf/cm2 (cube)
Concrete	SNI 03-2847-2002	Indonesian Concrete Code	
PC Wire	JIS G 3536 - 1999	Uncoated Stress-Relieved Steel Wire and Strand for Prestressed Concrete	
PC Bar	JIS G 3137 - 1994	Small Size Deformed Steel Bars for Prestressed Concrete	SWPD 1
			SBPDL 1275/1420
Spiral Wire	JIS G 3532 - 2000	Low Carbon Steel Wire	SWMA / SWMP
Joint Plate	JIS G 3101 - 2004	Rolled Steel for General Structure	SS-400
Welding	ANSI / AWS D1.1 - 1990	Structural Welding Code-Steel	AWS A S.1 / E 6013 NIKKO STEEL RB 26 / RD 260, LION 26, or equivalent

Shape and Dimension



Classification

Outside Diameter D (mm)	Wall Thickness T (mm)	Class	Concrete Cross Section (cm ²)	Unit Weight (kg/m)	Length L (M)	Bending Moment		Allowable Axial Load (Ton)
						Crack (Ton.m)	Ultimate (Ton.m)	
300	60	A2	452	113	6 - 13	2.50	3.75	72.60
		A3				3.00	4.50	70.75
		B				3.50	6.30	67.50
		C				4.00	8.00	65.40
350	65	A1	582	145	6 - 15	3.50	5.25	93.10
		A3				4.20	6.30	89.50
		B				5.00	9.00	86.40
		C				6.00	12.00	85.00
400	75	A2	766	191	6 - 16	5.50	8.25	121.10
		A3				6.50	9.75	117.60
		B				7.50	13.50	114.40
		C				9.00	18.00	111.50
450	80	A1	930	232	6 - 16	7.50	11.25	149.50
		A2				8.50	12.75	145.80
		A3				10.00	15.00	143.80
		B				11.00	19.80	139.10
		C				12.50	25.00	134.90
500	90	A1	1159	290	6 - 16	10.50	15.75	185.30
		A2				12.50	18.75	181.70
		A3				14.00	21.00	178.20
		B				15.00	27.00	174.90
		C				17.00	34.00	169.00
600	100	A1	1571	393	6 - 16	17.00	25.50	252.70
		A2				19.00	28.50	249.00
		A3				22.00	33.00	243.20
		B				25.00	45.00	238.30
		C				29.00	58.00	229.50
800	120	A1	2564	641	6 - 24	40.70	63.60	415.00
		A2				46.20	84.40	406.20
		A3				51.00	97.80	398.20
		B				55.70	108.20	390.80
		C				70.60	129.80	367.60
1000	140	A1	3872	946	6 - 24	75.00	117.90	614.00
		A2				82.30	139.80	604.80
		A3				93.30	170.90	590.60
		B				105.70	199.70	575.00
		C				123.60	229.90	552.90
1200	150	A1	4948	1237	6 - 24	120.00	180.00	802.40
		A2				130.00	195.00	794.00
		A3				145.00	217.50	778.10
		B				170.00	306.00	751.50
		C				200.00	400.00	721.10

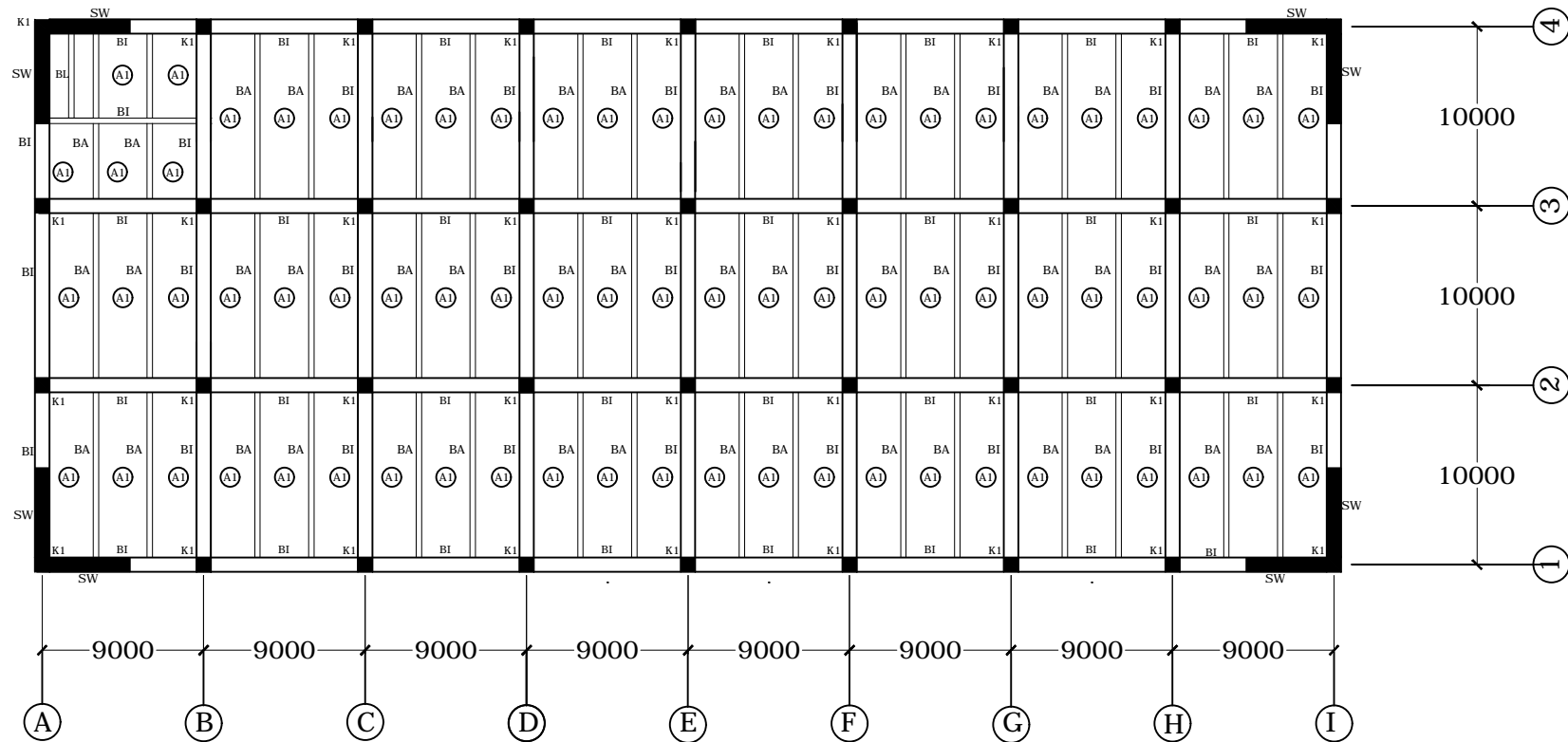
Innovation and Trust



WIKABETON

Type	Height (mm)	Concrete Thick (mm)	Width (mm)	Cross Section (cm ²)	Moment of Inertia (cm ⁴)	Weight (Ton.m)	Cracking Moment (Ton.m)	Length (m)													
W-325 A 1000 B	325	110	996	1315	134261	0.329	11.4	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21
								■	■	■	■	■	■	■							
W-350 A 1000 B	350	120	996	1468	169432	0.368	15.6	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21
								■	■	■	■	■	■	■	■	■					
W-400 A 1000 B	400	120	996	1598	248685	0.400	20.1			■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■
											■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■
W-450 A 1000 B	450	120	996	1835	353354	0.459	26.9			■		■	■	■	■	■	■	■	■	■	■
												■	■	■	■	■	■	■	■	■	■
W-500 A 1000 B	500	120	996	1818	462362	0.455	35.2					■	■	■	■	■	■	■	■	■	■
													■	■	■	■	■	■	■	■	■
W-600 A 1000 B	600	120	996	2078	765907	0.525	50.6							■	■	■	■	■	■	■	■
															■	■	■	■	■	■	■
W-600 A 1000 B							59.6								■	■	■	■	■	■	■
																■	■	■	■	■	■

[illegible]



PEMBALOKAN DENAH LANTAI ATAP
SKALA 1: 400

KETERANGAN:
BA= WF 400X200X7X11
BI= WF 600X200X7X11



INSTITUT TEKNOLOGI
SEPULUH NOPEMBER
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN
JURUSAN TEKNIK SIPIL

JUDUL TA

DESAIN MODIFIKASI ONE
EAST RESIDANCE
MENGUNAKAN STRUKTUR
KOMPOSIT BAJA BETON

DOSEN ASISTENSI

PROF. TAVIO, ST., MT., PhD
DR. Ir. HIDAYAT SUGIARJO, MS.

JUDUL GAMBAR

DENAH LANTAI
ATAP

SKALA

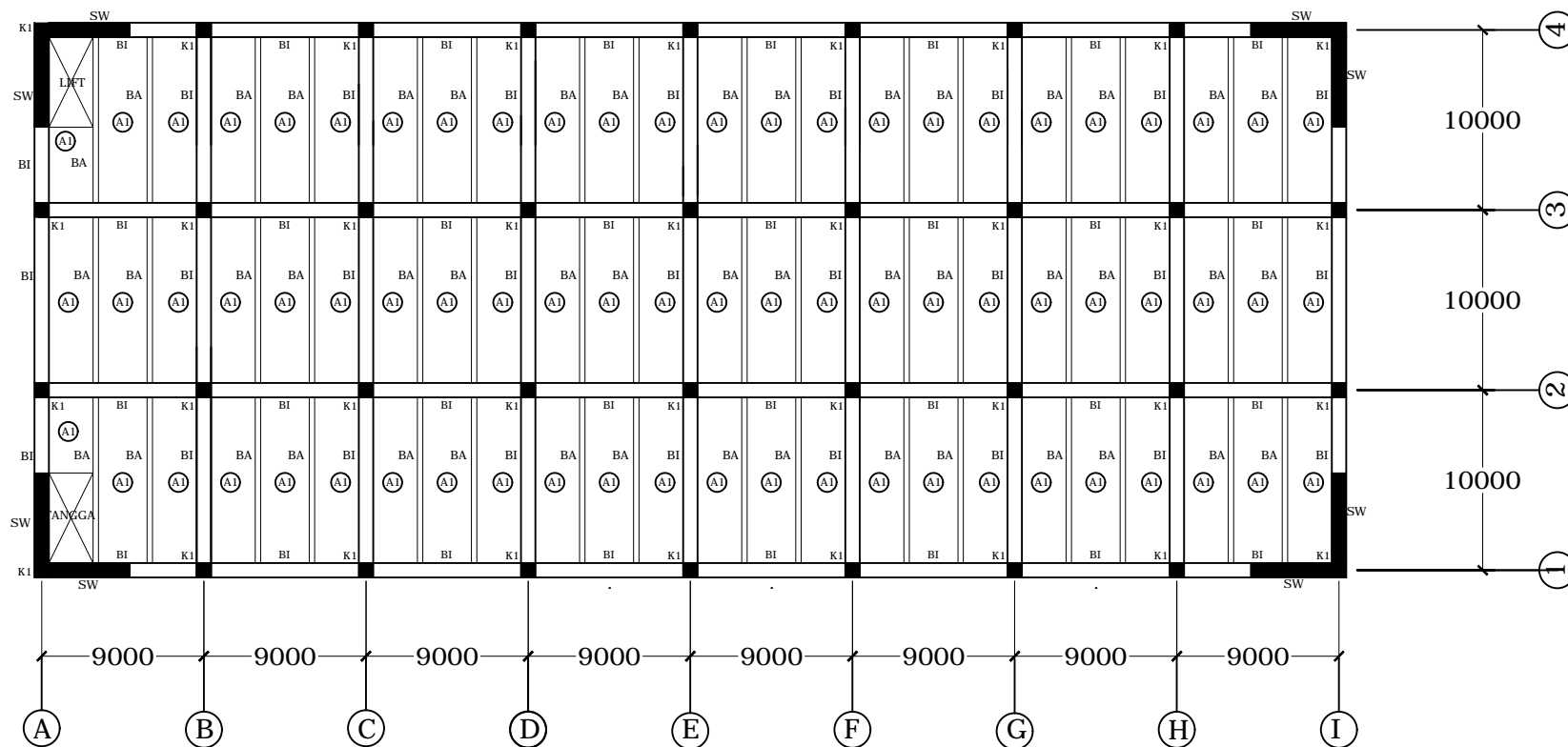
1: 400

NAMA MAHASISWA

AKHBAR ARIEFianto S

3112100115

LEMBAR



PEMBALOKAN DENAH LANTAI DASAR-15
SKALA 1: 400

KETERANGAN:
BA= WF 400X200X8X13
BI= WF 600X200X7X11



INSTITUT TEKNOLOGI
SEPULUH NOPEMBER
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN
JURUSAN TEKNIK SIPIL

JUDUL TA
DESAIN MODIFIKASI ONE
EAST RESIDANCE
MENGUNAKAN STRUKTUR
KOMPOSIT BAJA BETON

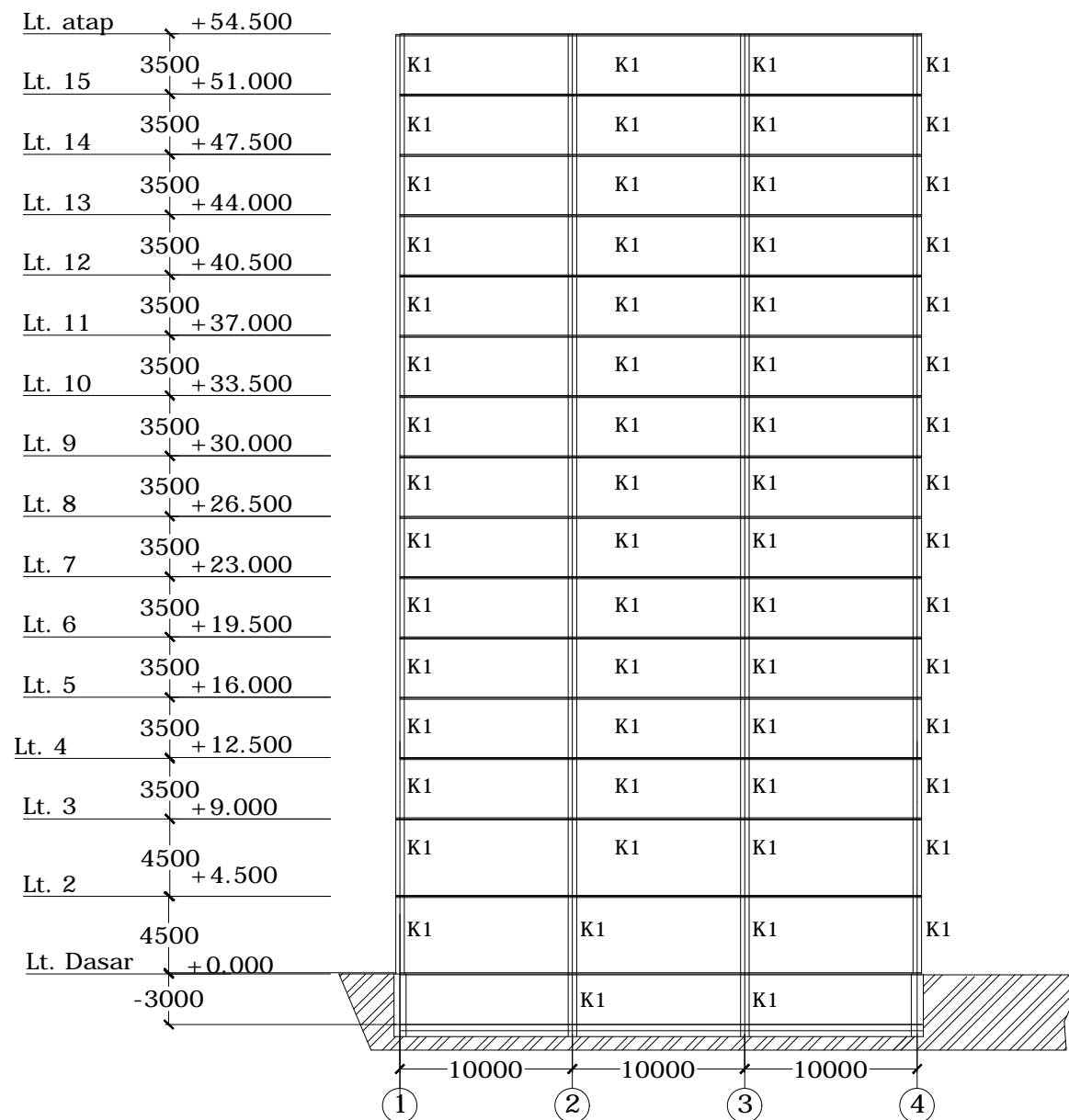
DOSEN ASISTENSI
PROF. TAVIO, ST., MT., PhD
DR. Ir. HIDAYAT SUGIJARJO, MS.

JUDUL GAMBAR
DENAH LANTAI
DASAR-15

SKALA
1: 400

NAMA MAHASISWA
AKHBAR ARIEFianto S 3112100115

LEMBAR



POTONGAN STRUKTUR MELINTANG
SKALA 1:400



INSTITUT TEKNOLOGI
SEPULUH NOPEMBER
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN
JURUSAN TEKNIK SIPIL

JUDUL TA

DESAIN MODIFIKASI ONE
EAST RESIDANCE
MENGUNAKAN STRUKTUR
KOMPOSIT BAJA BETON

DOSEN ASISTENSI

PROF. TAVIO, ST., MT., PhD
DR. Ir. HIDAYAT SUGIARJO, MS.

JUDUL GAMBAR

POTONGAN
MELINTANG

SKALA

1:400

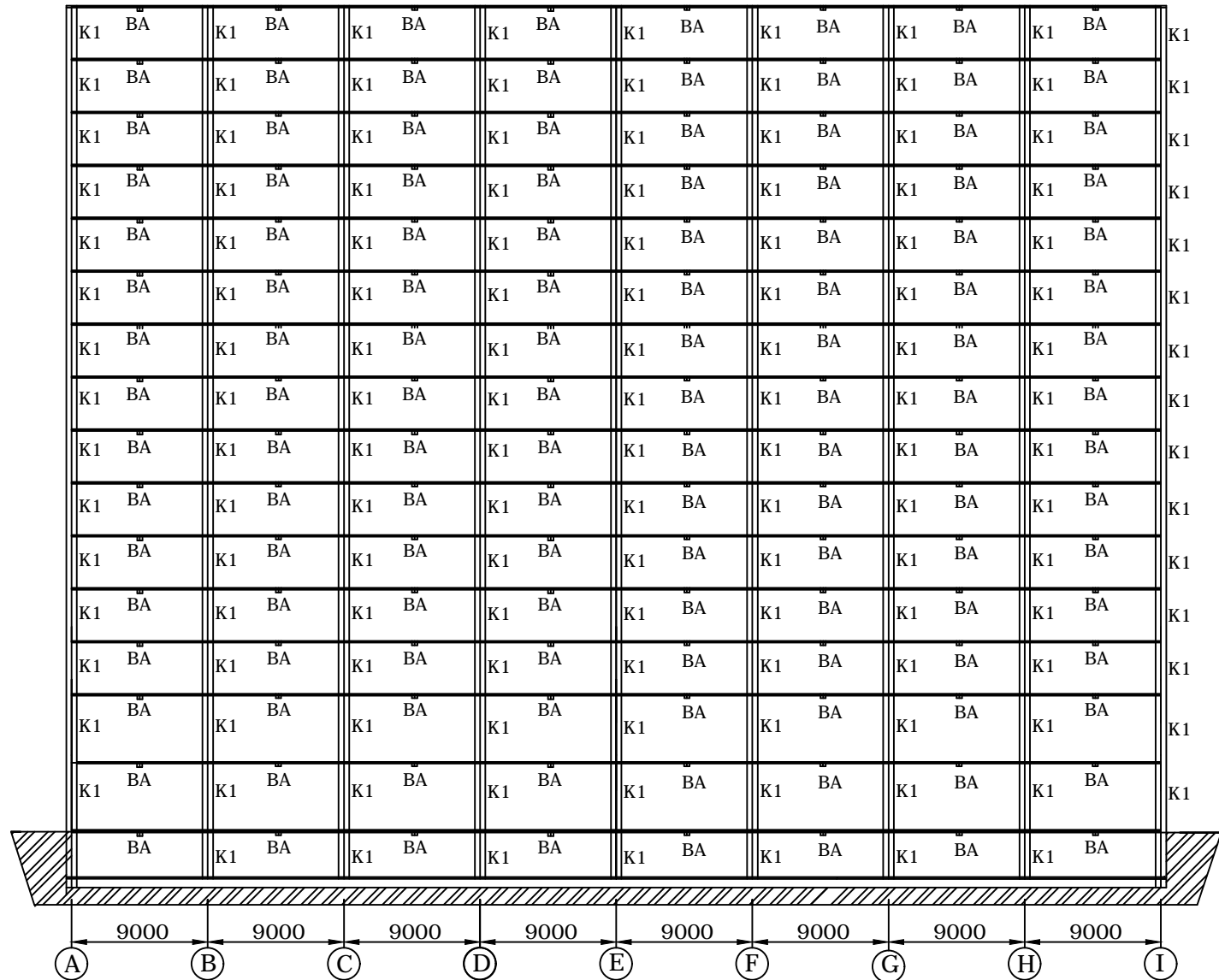
NAMA MAHASISWA

AKHBAR ARIEFianto S

3112100115

LEMBAR

Lt. atap	+54.500
Lt. 15	3300 +51.000
Lt. 14	3300 +47.500
Lt. 13	3300 +44.000
Lt. 12	3300 +40.500
Lt. 11	3300 +37.000
Lt. 10	3300 +33.500
Lt. 9	3300 +30.000
Lt. 8	3300 +26.500
Lt. 7	3300 +23.000
Lt. 6	3300 +19.500
Lt. 5	3300 +15.500
Lt. 4	3300 +12.500
Lt. 3	3300 +9.000
Lt. 2	4243 +4.500
Lt. Dasar	4243 +0.000
Lt. Basement	2829 -3.000

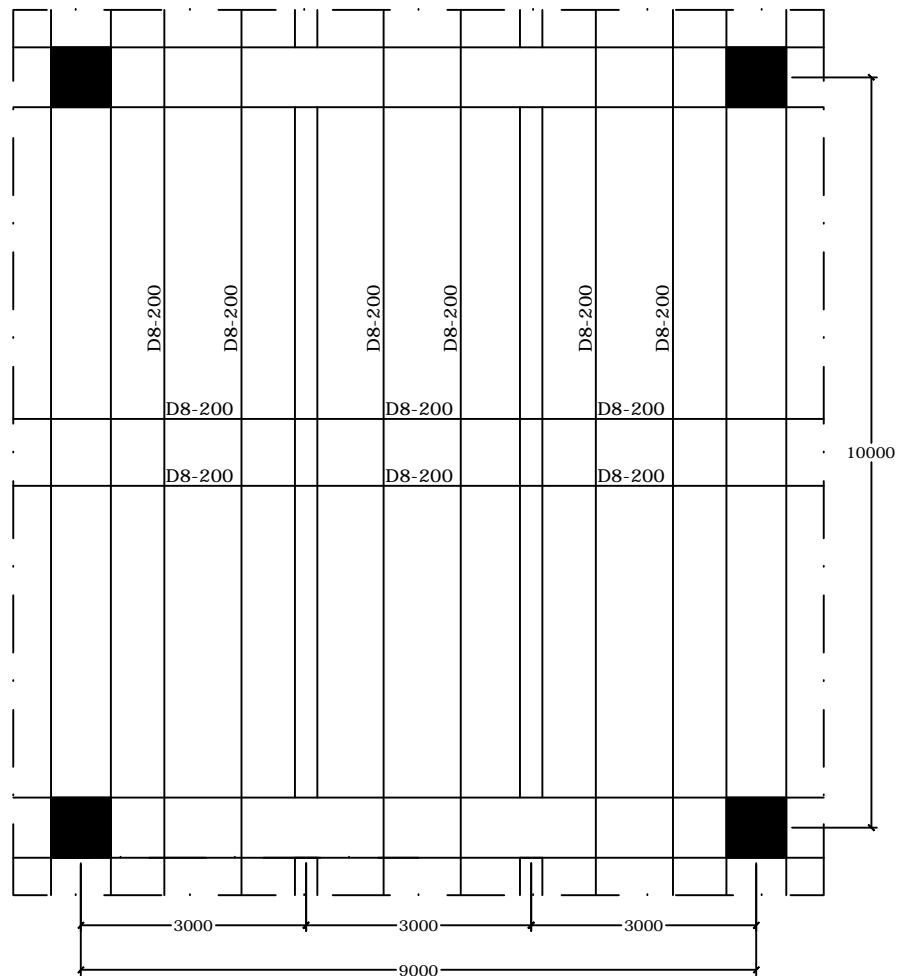


POTONGAN STRUKTUR MEMANJANG
SKALA 1: 400

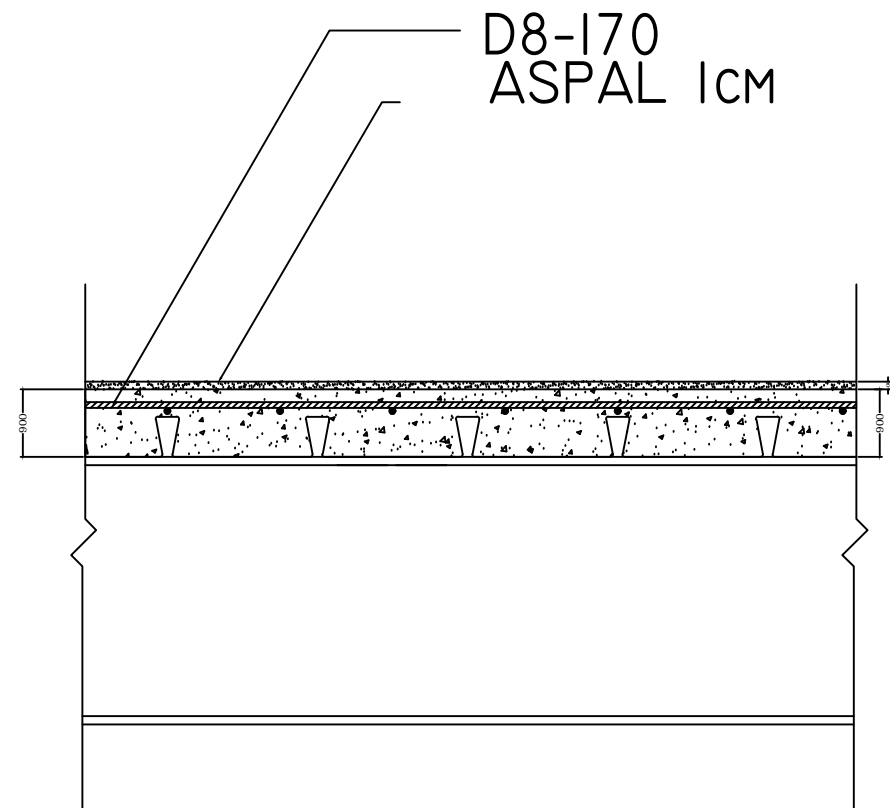


INSTITUT TEKNOLOGI
SEPULUH NOPEMBER
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN
JURUSAN TEKNIK SIPIL

JUDUL TA	DOSEN ASISTENSI	JUDUL GAMBAR	SKALA	NAMA MAHASISWA		LEMBAR
DESAIN MODIFIKASI ONE EAST RESIDANCE MENGUNAKAN STRUKTUR KOMPOSIT BAJA BETON	PROF. TAVIO, ST., MT., PhD DR. Ir. HIDAYAT SUGIARJO, MS.	POTONGAN MEMANJANG	1: 400	AKHBAR ARIEFianto S	3112100115	



DETAIL PENULANGAN PLAT ATAP
SKALA 1:100



INSTITUT TEKNOLOGI
SEPULUH NOPEMBER
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN
JURUSAN TEKNIK SIPIL

JUDUL TA

DESAIN MODIFIKASI ONE
EAST RESIDANCE
MENGUNAKAN STRUKTUR
KOMPOSIT BAJA BETON

DOSEN ASISTENSI

PROF. TAVIO, ST., MT., PhD
Dr. HIDAYAT SOEGIHARDJO M.S

JUDUL GAMBAR

DETAIL PLAT ATAP

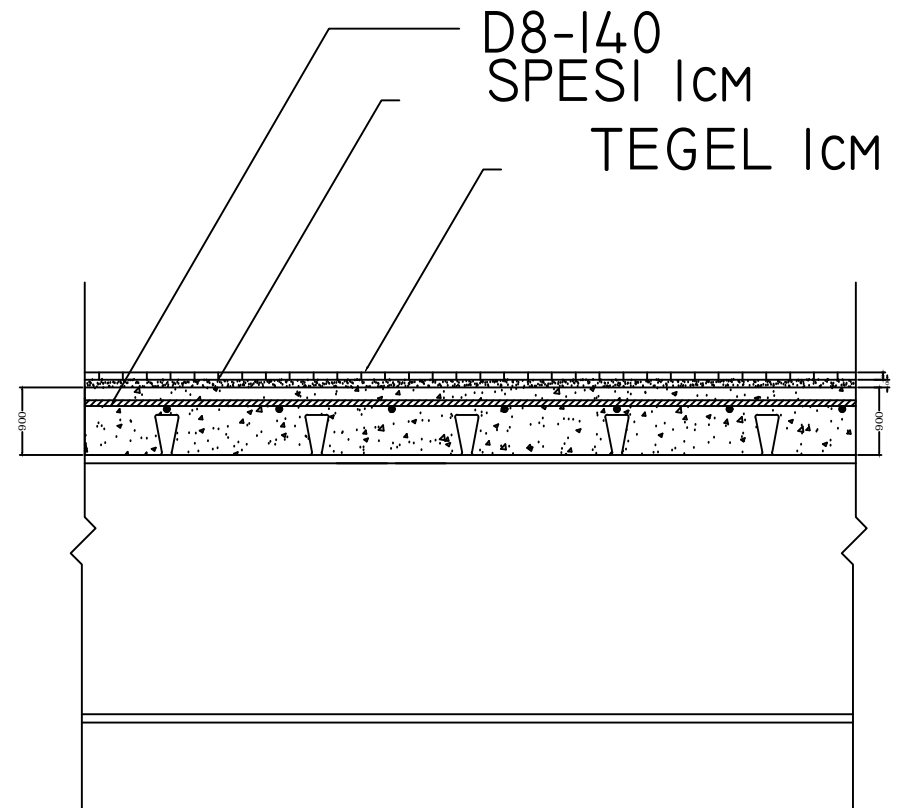
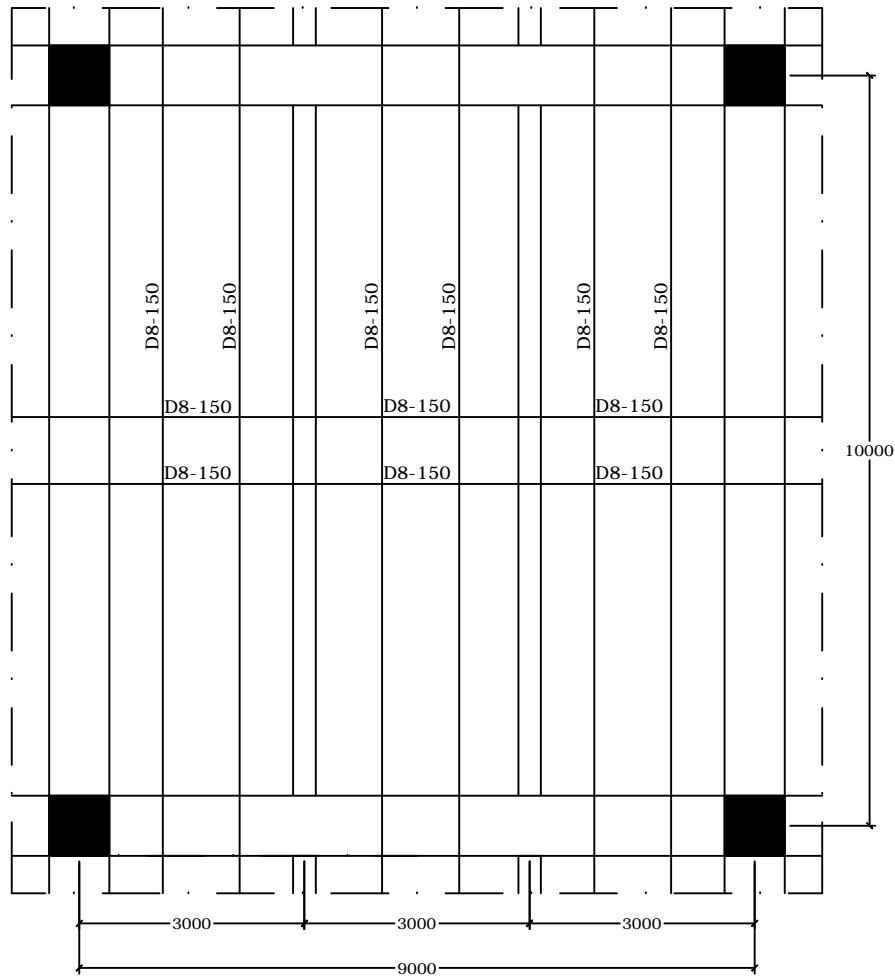
SKALA

1:100

NAMA MAHASISWA

AKHBAR ARIEFianto S 3112100115

LEMBAR



DETAIL PENULANGAN PLAT LANTAI 1-15
SKALA 1:100



INSTITUT TEKNOLOGI
SEPULUH NOPEMBER
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN
JURUSAN TEKNIK SIPIL

JUDUL TA
DESAIN MODIFIKASI ONE
EAST RESIDANCE
MENGUNAKAN STRUKTUR
KOMPOSIT BAJA BETON

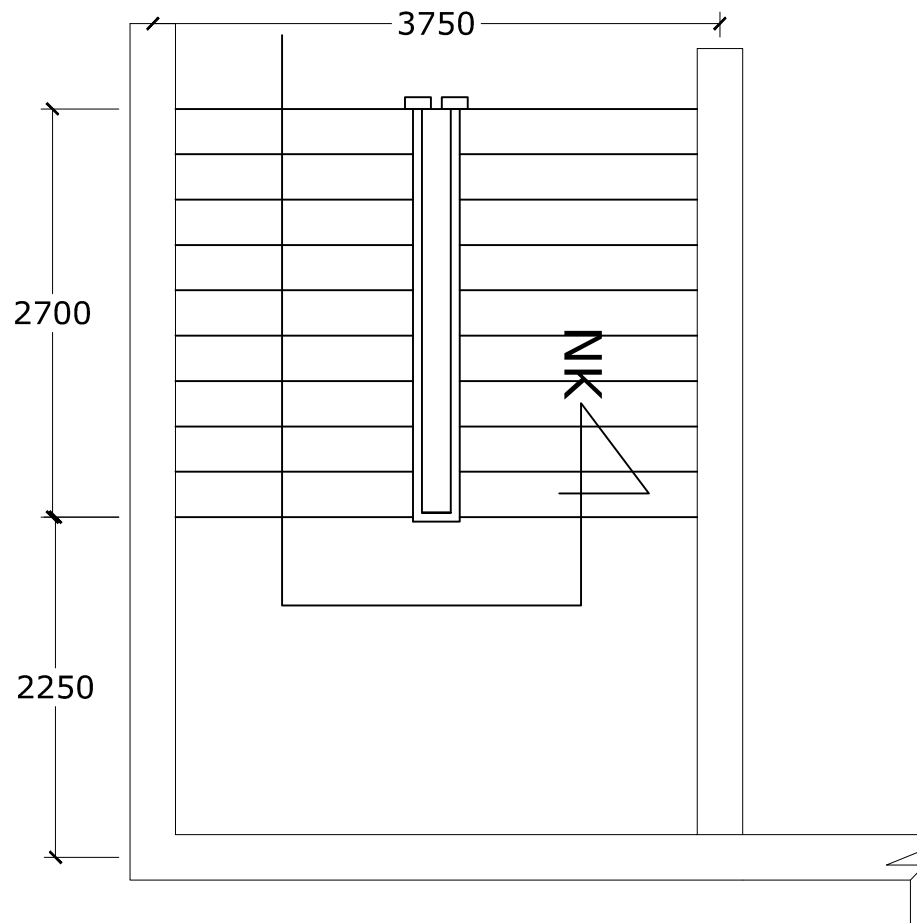
DOSEN ASISTENSI
PROF. TAVIO, ST., MT., PhD
Dr. HIDAYAT SOEGIHARDJO M.S

JUDUL GAMBAR
DETAIL PLAT LANTAI

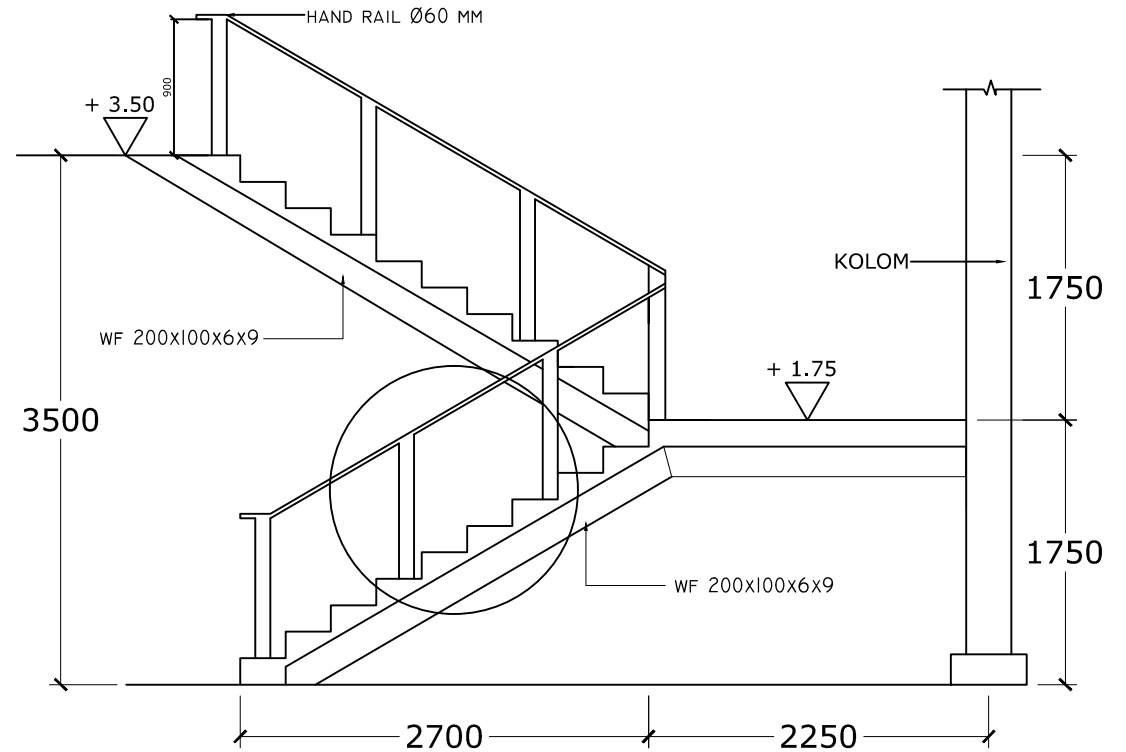
SKALA
1:100

NAMA MAHASISWA
AKHBAR ARIEFianto S 3112100115

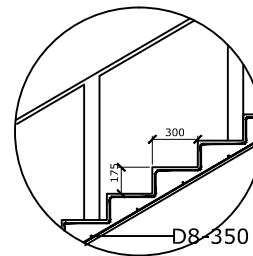
LEMBAR



DENAH TANGGA
SKALA 1:50



POTONGAN TANGGA
SKALA 1:50



DETAIL A-A
SKALA 1:50



INSTITUT TEKNOLOGI
SEPULUH NOPEMBER
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN
JURUSAN TEKNIK SIPIL

JUDUL TA
DESAIN MODIFIKASI ONE
EAST RESIDANCE
MENGUNAKAN STRUKTUR
KOMPOSIT BAJA BETON

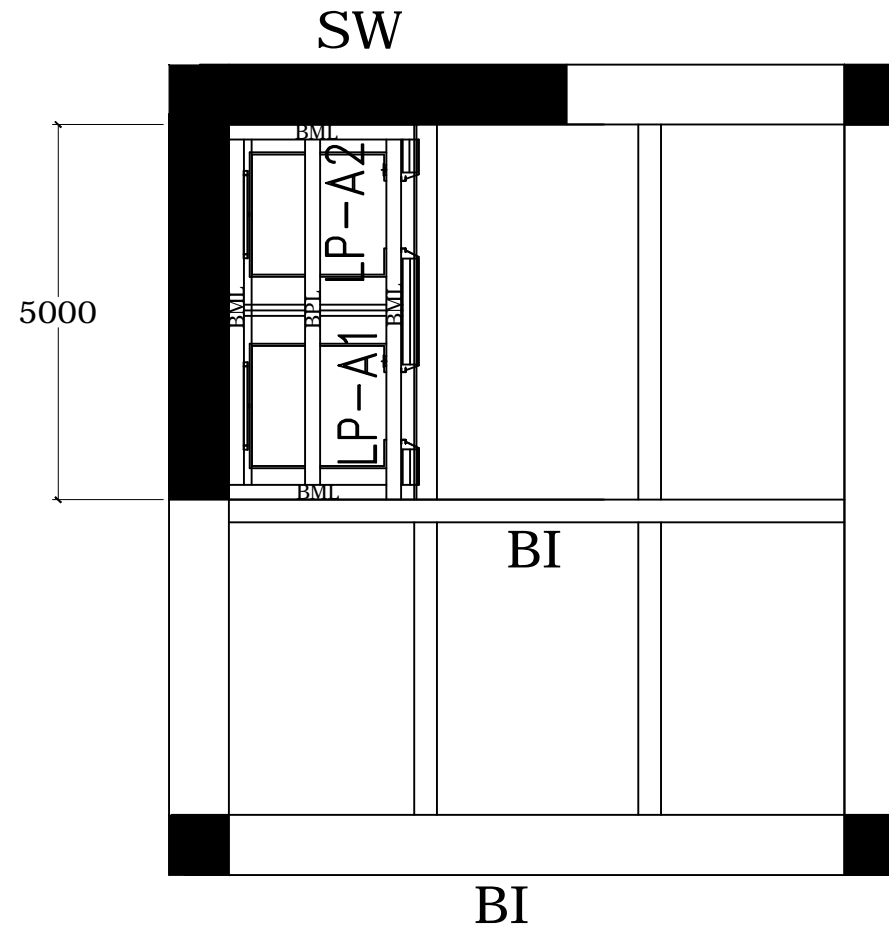
DOSEN ASISTENSI
PROF. TAVIO, ST., MT., PhD
Dr. HIDAYAT SOEGIHARDJO M.S

JUDUL GAMBAR
DETAIL TANGGA

SKALA
1:50

NAMA MAHASISWA
AKHBAR ARIEFianto S 3112100115

LEMBAR

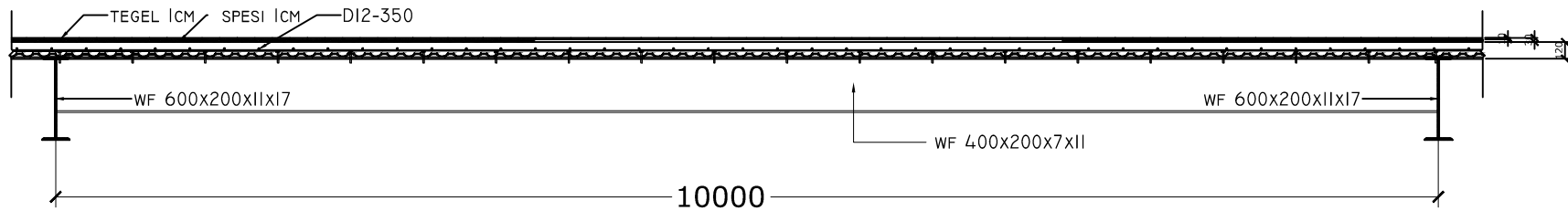


BALOK LIFT
SKALA 1: 100

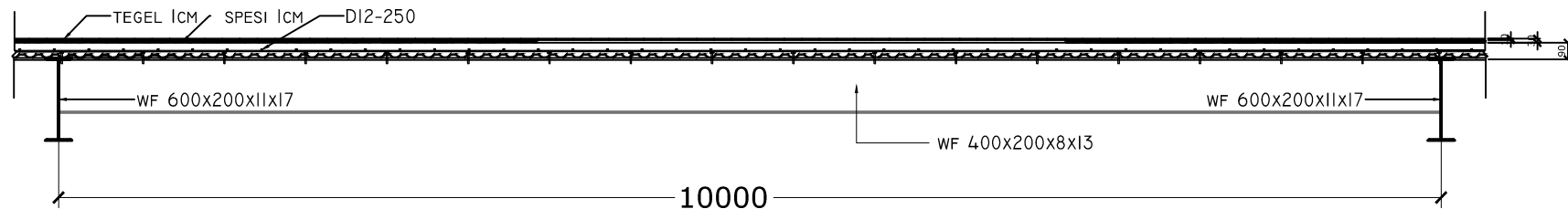


**INSTITUT TEKNOLOGI
 SEPULUH NOPEMBER**
 FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN
 JURUSAN TEKNIK SIPIL

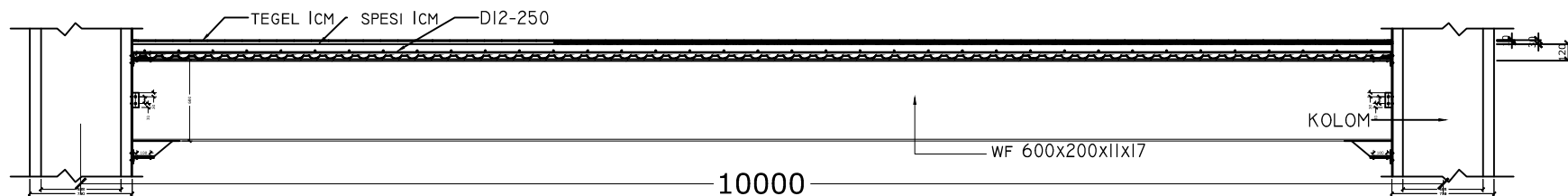
JUDUL TA	DOSEN ASISTENSI	JUDUL GAMBAR	SKALA	NAMA MAHASISWA		LEMBAR
DESAIN MODIFIKASI ONE EAST RESIDANCE MENGUNAKAN STRUKTUR KOMPOSIT BAJA BETON	PROF. TAVIO, ST., MT., PhD Dr. HIDAYAT SOEGIHARDJO M.S	BALOK LIFT	1: 100	AKHBAR ARIEFianto S	3112100115	



POTONGAN PELAT MEMANJANG BALOK ANAK ATAP
SKALA 1:50



POTONGAN PELAT MEMANJANG BALOK ANAK LANTAI
SKALA 1:50



POTONGAN PELAT MEMANJANG BALOK INDUK
SKALA 1:50

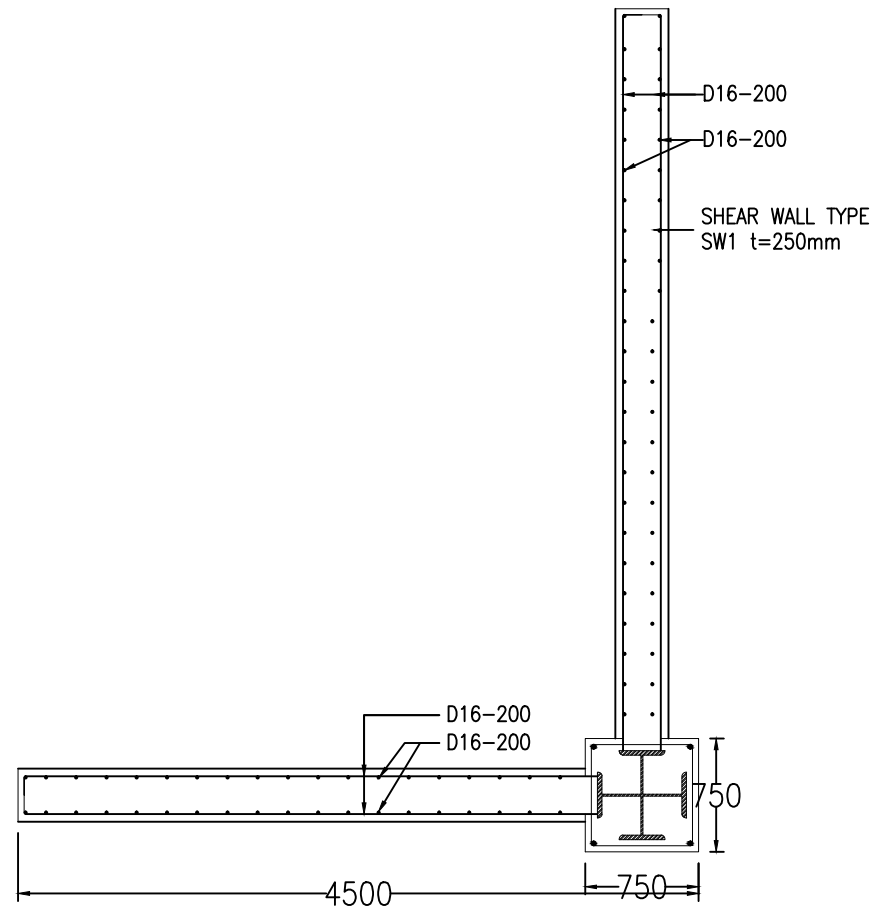


INSTITUT TEKNOLOGI
 SEPULUH NOPEMBER
 FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN
 JURUSAN TEKNIK SIPIL

JUDUL TA	DOSEN ASISTENSI	JUDUL GAMBAR	SKALA	NAMA MAHASISWA	LEMBAR
DESAIN MODIFIKASI ONE EAST RESIDANCE MENGUNAKAN STRUKTUR KOMPOSIT BAJA BETON	PROF. TAVIO, ST., MT., PhD Dr. HIDAYAT SOEGIHARDJO M.S	POTONGAN BALOK	1:50	AKHBAR ARIEFianto S 3112100115	



DETAIL KOLOM
SKALA 1: 20

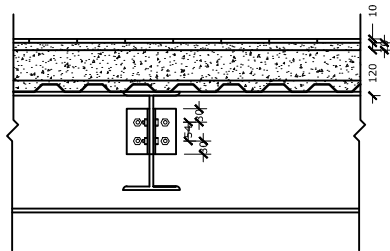


DETAIL SHEARWALL
SKALA 1: 50

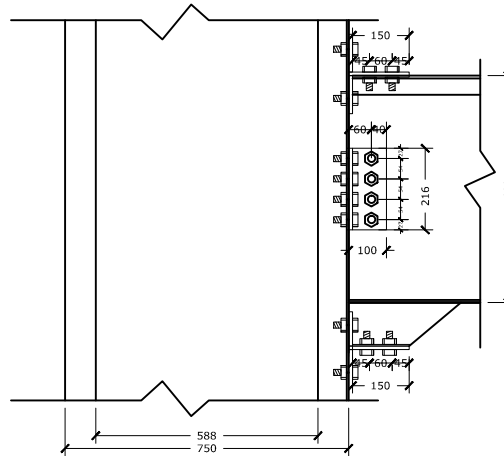


INSTITUT TEKNOLOGI
SEPULUH NOPEMBER
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN
JURUSAN TEKNIK SIPIL

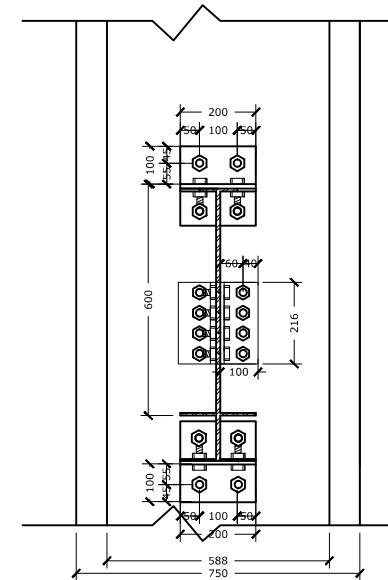
JUDUL TA	DOSEN ASISTENSI	JUDUL GAMBAR	SKALA	NAMA MAHASISWA	LEMBAR
DESAIN MODIFIKASI ONE EAST RESIDANCE MENGUNAKAN STRUKTUR KOMPOSIT BAJA BETON	PROF. TAVIO, ST., MT., PhD Dr. HIDAYAT SOEGIHARDJO M.S	DETAIL KOLOM DETAIL SHEARWALL	1:20 1:50	AKHBAR ARIEFianto S 3112100115	



SAMBUNGAN BALOK ANAK-INDUK
SKALA 1: 20

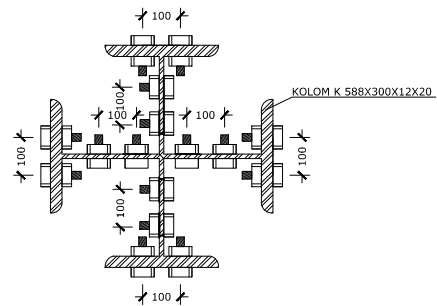


SAMBUNGAN KOLOM-BALOK INDUK
SKALA 1: 20

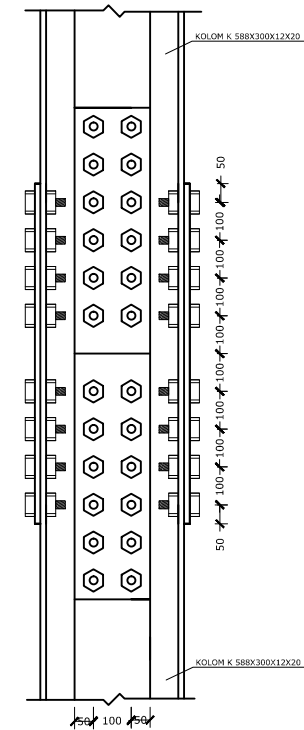
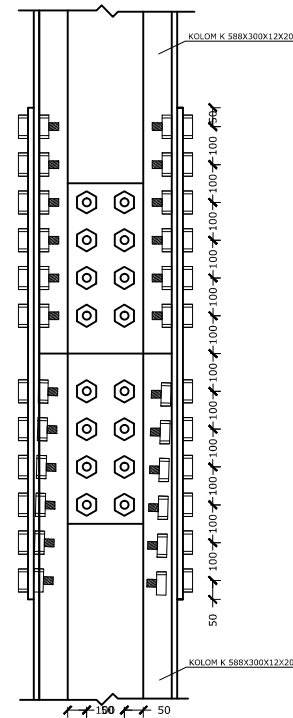


INSTITUT TEKNOLOGI
 SEPULUH NOPEMBER
 FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN
 JURUSAN TEKNIK SIPIL

JUDUL TA	DOSEN ASISTENSI	JUDUL GAMBAR	SKALA	NAMA MAHASISWA	LEMBAR
DESAIN MODIFIKASI ONE EAST RESIDANCE MENGGUNAKAN STRUKTUR KOMPOSIT BAJA BETON	PROF. TAVIO, ST., MT., PhD Dr. HIDAYAT SOEGIHARDJO M.S	SAMBUNGAN BALOK ANAK-INDUK KOLOM-BALOK INDUK	1:20	AKHBAR ARIEFianto S 3112100115	



DETAIL KOLOM
SKALA 1: 20



TAMPAK SAMPING KOLOM
SKALA 1: 20



INSTITUT TEKNOLOGI
SEPULUH NOPEMBER
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN
JURUSAN TEKNIK SIPIL

JUDUL TA

DESAIN MODIFIKASI ONE
EAST RESIDANCE
MENGUNAKAN STRUKTUR
KOMPOSIT BAJA BETON

DOSEN ASISTENSI

PROF. TAVIO, ST., MT., PhD
Dr. HIDAYAT SOEGIHARDJO M.S

JUDUL GAMBAR

DETAIL SAMBUNGAN
KOLOM-KOLOM

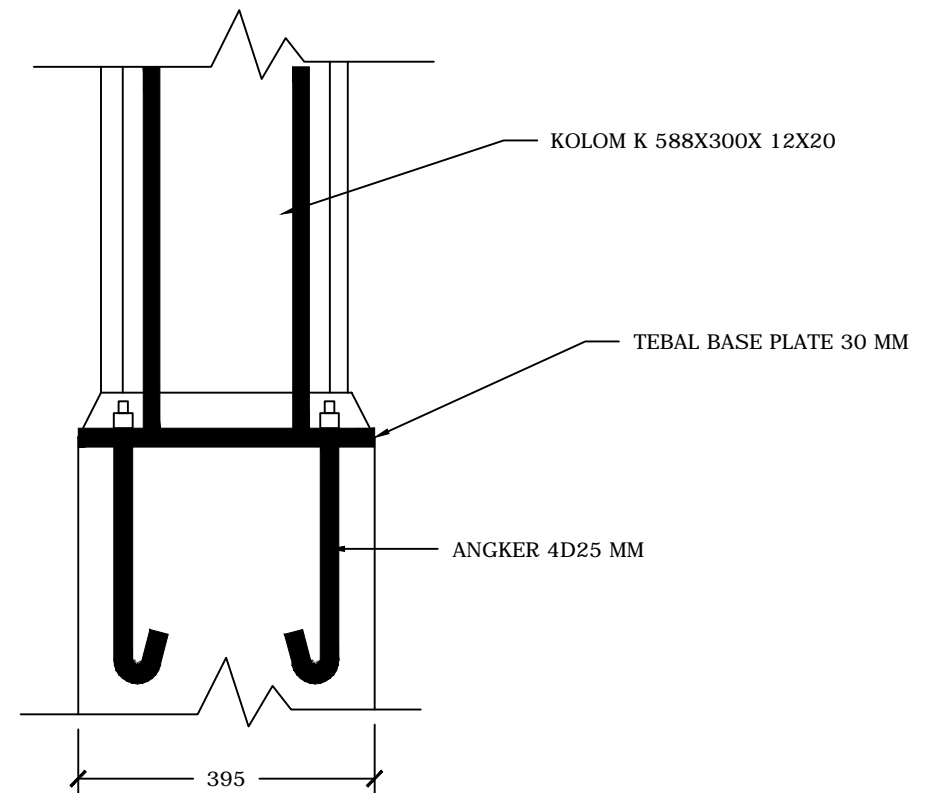
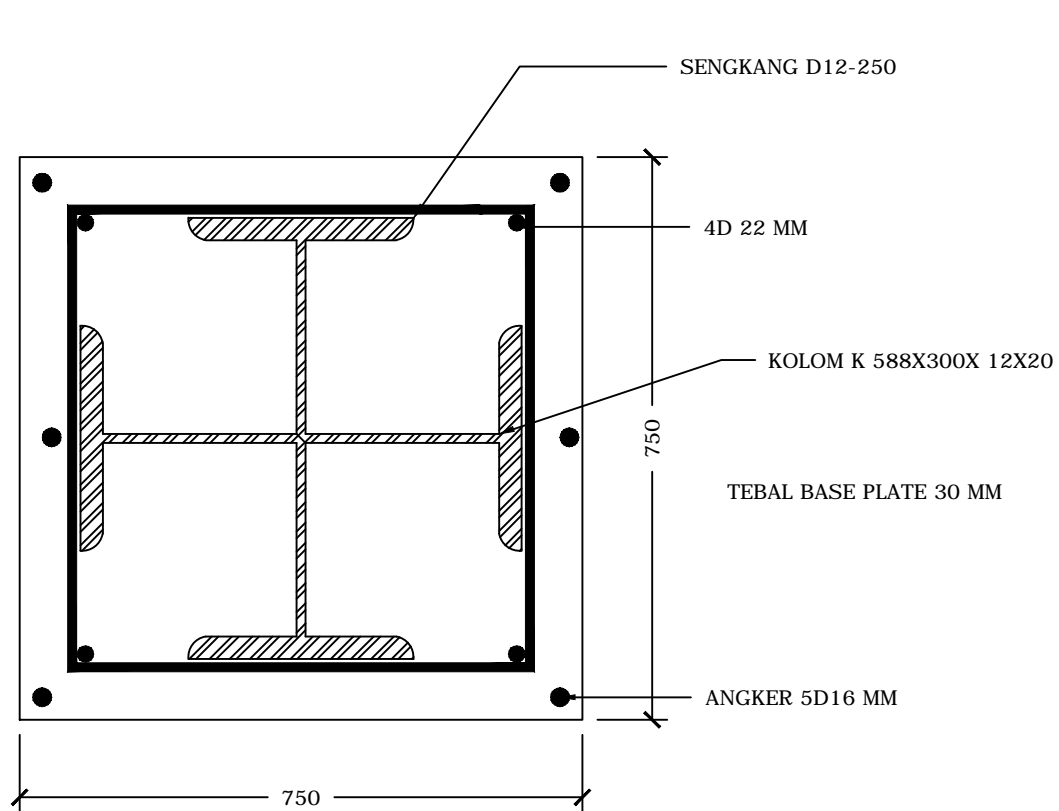
SKALA

1:20

NAMA MAHASISWA

AKHBAR ARIEFianto S 3112100115

LEMBAR



BASE PLATE **SKALA 1:10**



**INSTITUT TEKNOLOGI
 SEPULUH NOPEMBER**
 FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN
 JURUSAN TEKNIK SIPIL

JUDUL TA
 DESAIN MODIFIKASI ONE
 EAST RESIDANCE
 MENGGUNAKAN STRUKTUR
 KOMPOSIT BAJA BETON

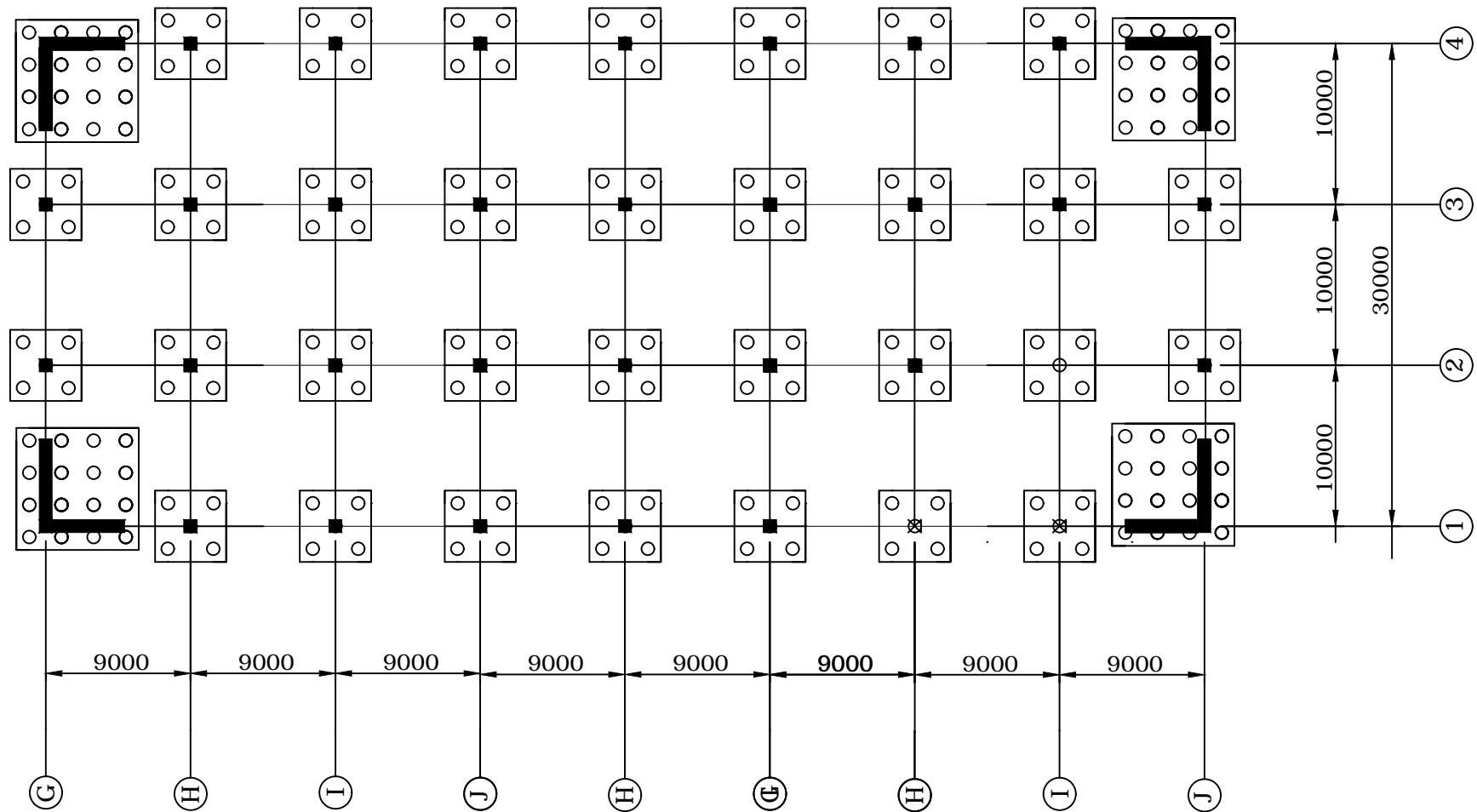
DOSEN ASISTENSI
 PROF. TAVIO, ST., MT., PhD
 Dr. HIDAYAT SOEGIHARDJO M.S

JUDUL GAMBAR
 BASE PLATE

SKALA
 1:10

NAMA MAHASISWA
 AKHBAR ARIEFianto S 3112100115

LEMBAR



DENAH PONDASI
SKALA 1: 400



INSTITUT TEKNOLOGI
SEPULUH NOPEMBER
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN
JURUSAN TEKNIK SIPIL

JUDUL TA
DESAIN MODIFIKASI ONE
EAST RESIDANCE
MENGUNAKAN STRUKTUR
KOMPOSIT BAJA BETON

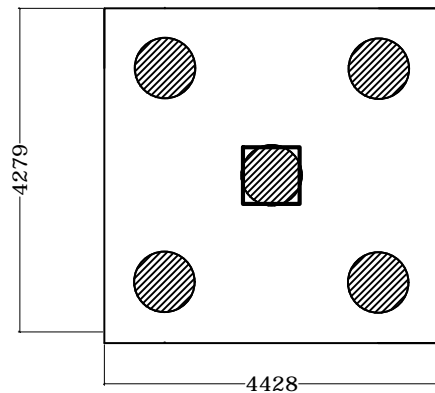
DOSEN ASISTENSI
PROF. TAVIO, ST., MT., PhD
DR. Ir. HIDAYAT SUGIARJO, MS.

JUDUL GAMBAR
POTONGAN
MEMANJANG

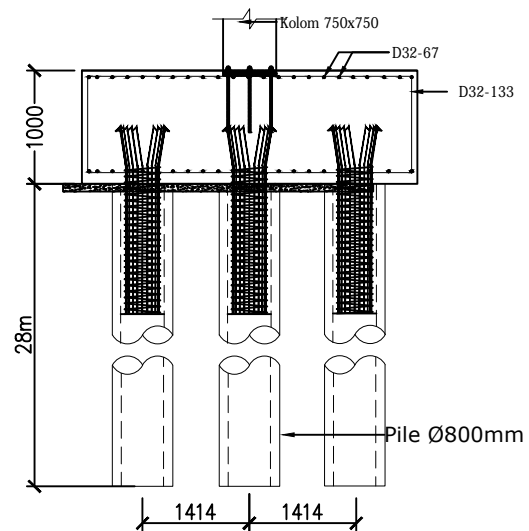
SKALA
1: 400

NAMA MAHASISWA
AKHBAR ARIEFianto S 3112100115

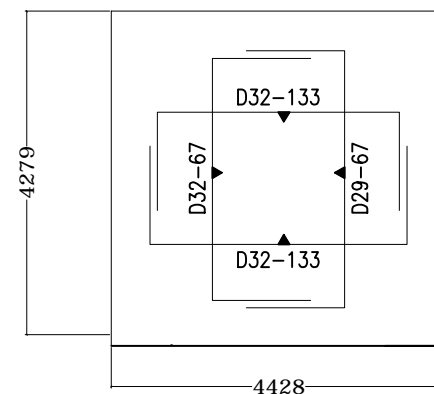
LEMBAR



POER (P1)
SKALA 1: 100



POTONGAN POER A (P1)
SKALA 1: 100



PENULANGAN P1
SKALA 1: 100



INSTITUT TEKNOLOGI
SEPULUH NOPEMBER
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN
JURUSAN TEKNIK SIPIL

JUDUL TA

DESAIN MODIFIKASI ONE
EAST RESIDANCE
MENGUNAKAN STRUKTUR
KOMPOSIT BAJA BETON

DOSEN ASISTENSI

PROF. TAVIO, ST., MT., PhD
Dr. HIDAYAT SOEGIHARDJO M.S

JUDUL GAMBAR

DETAIL POER 1

SKALA

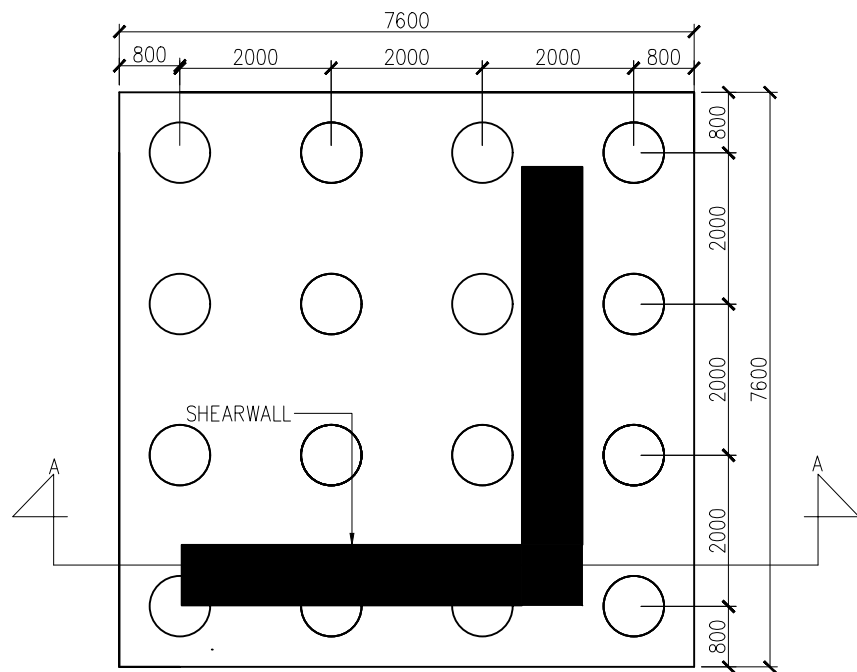
1: 100

NAMA MAHASISWA

AKHBAR ARIEFianto S

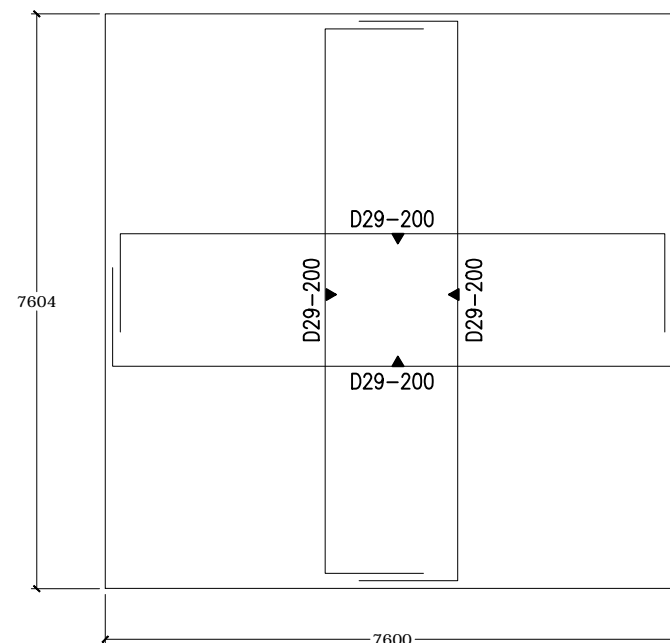
3112100115

LEMBAR



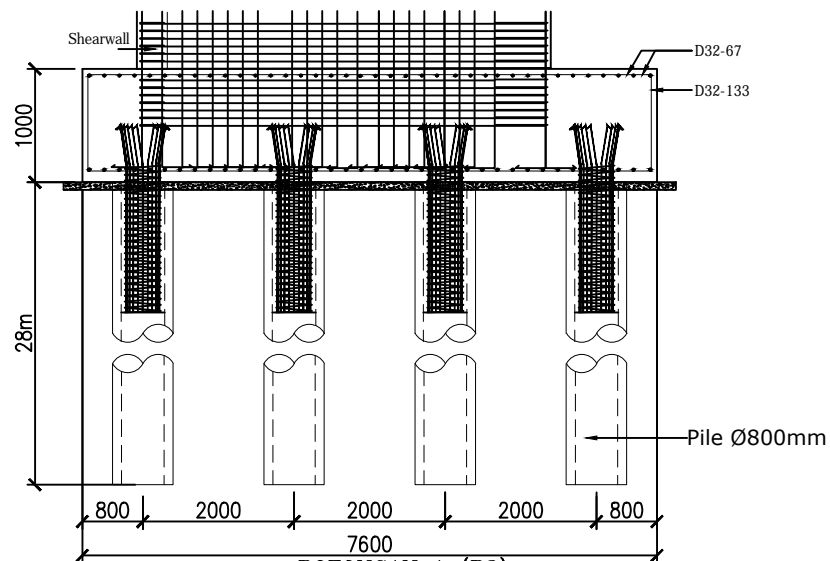
POER (P2)

Skala 1: 100



PENULANGAN (P2)

Skala 1: 100



POTONGAN A (P2)

Skala 1: 100



INSTITUT TEKNOLOGI
SEPULUH NOPEMBER
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN
JURUSAN TEKNIK SIPIL

JUDUL TA

DESAIN MODIFIKASI ONE
EAST RESIDANCE
MENGUNAKAN STRUKTUR
KOMPOSIT BAJA BETON

DOSEN ASISTENSI

PROF. TAVIO, ST., MT., PhD
Dr. HIDAYAT SOEGIHARDJO M.S

JUDUL GAMBAR

DETAIL POER 2

SKALA

1:100

NAMA MAHASISWA

AKHBAR ARIEFianto S

3112100115

LEMBAR

BAB VIII

PENUTUP

8.1 Kesimpulan

Dari hasil analisa dan perhitungan pada tugas akhir ini, dapat diambil beberapa kesimpulan sebagai berikut :

1. Perencanaan struktur meliputi perencanaan pelat, tangga, balok anak, lift, dengan beban yang bekerja baik berupa beban mati maupun beban hidup.
2. Kontrol terhadap balok induk dilakukan pada dua kondisi yaitu sebelum komposit dan setelah komposit. Kontrol yang dilakukan meliputi kontrol lendutan, kontrol tekuk lokal, kontrol tekuk lateral, dan kontrol geser.
3. Kontrol terhadap kolom meliputi kontrol aksial, kontrol lentur, dan kontrol kombinasi aksial dan lentur.
4. *Rigid Connection* dilakukan pada sambungan balok dan kolom sedangkan *Simple Connection* dilakukan pada sambungan balok-balok.
5. Dimensi struktur yang digunakan adalah sebagai berikut :
 - Tebal pelat :
 - o Pelat atap : 9 cm
 - o Pelat lantai : 9 cm
 - Dimensi kolom :
 - o Beton : 75×75 cm
 - o Profil : K 588×300×12×20
 - Dimensi balok induk : WF 600×200×11×17
 - Dimensi balok anak :
 - o Atap : WF 400×200×7×11
 - o Lantai : WF 400×200×8×13
 - Profil balok tangga :
 - o Utama : WF 200×100×6×9
 - o Penumpu : WF 250×125×6×9
 - Profil balok lift : WF 400×200×7×11

8.2 Saran

Perlu dilakukan studi yang lebih mendalam untuk menghasilkan perencanaan struktur dengan mempertimbangkan aspek teknis, ekonomi, dan estetika. Diharapkan perencanaan dapat dilaksanakan mendekati kondisi sesungguhnya dilapangan juga hasil yang diperoleh sesuai dengan tujuan perencanaan yaitu kuat, ekonomi, dan tepat waktu dalam pelaksanaannya.

DAFTAR PUSTAKA

Badan Standarisasi Nasional. 2012. Standar Perencanaan

Ketahanan Gempa Untuk Struktur Bangunan Gedung (SNI 03-1726-2002). Bandung : BSN.

Badan Standarisasi Nasional. 2015. Spesifikasi Untuk Bangunan Gedung Baja Struktural (SNI 03-1729-2015). Bandung : BSN.

Setiawan, Agus. 2008. Perencanaan Struktur Baja dengan Metode LRFD (Berdasarkan SNI 03 – 1729 – 2002). Jakarta : Erlangga

.
Suprobo, Priyo. 2000. Desain Balok Komposit Baja – Beton. Surabaya : Jurusan Teknik Sipil FTSP – ITS.

Salmon, Charles G., dan John E. Johnson. 1991. Struktur Baja : Desain dan Perilaku Jilid 2. Jakarta : Erlangga.

Widiarsa, Ida Bagus Rai., dan Putu Deskarta. 2007. Kuat Geser Baja Komposit Dengan Variasi Tinggi Penghubung Geser Tipe-T Ditinjau Dari Uji Geser Murni. Jurnal Ilmiah Teknik Sipil Vol. 11, No 1.

“Halaman ini sengaja dikosongkan”

BIODATA PENULIS



Akhbar Ariefianto Suprpto dilahirkan di Surabaya, 22 Maret 1994. Penulis merupakan anak pertama dan terakhir dari Bapak Hadi Suprpto dan Ibu Naniek Isnaeni. Penulis telah menempuh pendidikan formal di SD Al-Falah Surabaya dan lulus pada tahun 2006, SMP Al-Falah Sidoarjo dan lulus pada tahun 2009, dan SMA Al-Hikmah Surabaya dan lulus pada tahun 2012. Pada tahun 2012 penulis diterima di Institut Teknologi Sepuluh Nopember Surabaya dengan Jurusan Teknik Sipil FTSP, terdaftar dengan NRP 3112 100 115.

Di Jurusan Teknik Sipil Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan ITS, pada semester tujuh penulis mengambil bidang minat Struktur. Penulis sempat aktif di beberapa kegiatan seminar maupun kemahasiswaan yang diselenggarakan oleh jurusan maupun Himpunan Mahasiswa Sipil ITS.

e-mail : ariefakhbar@yahoo.com